



Jorge Manuel Gonçalves Marques

Licenciado em Engenharia Civil

Construção e manutenção de infraestruturas ferroviárias. Via em laje.

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar
Convidada da FCT

Co-orientadora: Doutora Xu Min, Investigadora Auxiliar
do LNEC

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Mário Vicente Silva

Arguente: Prof. Doutor Luís Miguel Pina de Oliveira Santos

Vogal: Prof. Doutora Simona Fontul



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março de 2013

Construção e manutenção de infraestruturas ferroviárias. Via em laje.

“Copyright” Jorge Manuel Gonçalves Marques, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradeço a Deus.

Por Nossa Senhora somos levados a Cristo e por Cristo e com Cristo a Deus.

Minha Mãe te peço para aceitares este agradecimento e o elevares à Santíssima Trindade, Pai Filho e Espírito Santo.

São Miguel Arcanjo protegei-nos no combate e cobri-nos com o vosso escudo contra os embustes e ciladas do demónio. Ordene-lhe Deus, instantemente Vos pedimos, e vós Príncipe da milícia Celeste pelo Divino poder precipitai no inferno a satanás e a todos os outros espíritos malignos que vagueiam pelo mundo para a perdição das almas.

Agradecimentos

A todos os que contribuíram para tornar possível a realização deste trabalho de investigação, expresso os meus sinceros agradecimentos.

Família

Ao meu pai, pilar da família, que me preparou para a vida, trabalhando dia e noite, sem ti nada disto teria sido possível.

À minha mãe, a matriarca da família, que a onde meu pai não chega ela já lá chegou.

Ao meu irmão, que espera que eu acabe o curso, obrigado pelo apoio na seleção do tema da tese que propus.

Ao meu avô, que é pai duas vezes, obrigado por mostrares essa alegria de viver.

À minha restante família um obrigado e em particular à minha tia Otília.

Ao Padre Sebastião Mandandji por me incentivar a fazer o Mestrado.

Ao Padre António Luís de Jesus Pires por me ter dado força e incentivado.

Ao Padre Joaquim Pedro Lobo Cardoso Quintella por trazer Cristo à UNL que tanto necessita. Por favor continue a celebrar a Eucaristia diariamente na FCT.

Ao Padre Francisco Alexandre Domingos pelos agradáveis serões, convívio e amizade.

Elaboração da tese

O valor de uma tese está no orientador, pelo que me cabe agradecer à Professora Doutora Simona Fontul. Quero agradecer a magnífica orientação, a dedicação, a amizade, o incentivo e a partilha de conhecimentos demonstrados, sem os quais não seria possível a realização da dissertação.

À Doutora Xu Min, pelas horas despendidas, no arranque da modelação numérica tridimensional, de uma laje tipo de 4,20x2,87x0,24 m e nos diversos conhecimentos transmitidos.

Ao LNEC, pois uma instituição, é sempre o reflexo das pessoas que lá trabalham.

Ao meu irmão pela preparação do grande aparato de equipamento informático e pela revisão da secção económica, como grande especialista em economia associado aos grandes conhecimentos em engenharia civil e informática de redes.

Instituição de ensino

À Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa pela formação no Mestrado de Engenharia Civil – Perfil de Estruturas e Geotecnia.

Os anos passaram, mas não posso deixar de agradecer ao ISEC-Instituto Superior de Engenharia de Coimbra por me ter relançado na obtenção deste grau académico e por ter mostrar o quanto é fácil ensinar.

Aos colegas

Amaro Catumbaiala, Bruno Santos, Carlos Aniceto, Hugo Santos, João Correia, Jerónimo Fernando, Leonor Zandamela, Marcelo Viegas, Rita Justo, Rita Santos, Sónia Pereira, ...

A mim

Fica por fazer.

Aos que me esqueci

Peço desculpa.

Aos outros

Há pessoas que é sim e dizem sim, há pessoas que é não e dizem não, há pessoas que dizem são e é sim mas dizem não e há os outros que dizem nim e é não mas dizem sim.

E aqui ficam lembrados os outros, para não se sentirem esquecidos e para ficar cumprido o prometido.

Construção e manutenção de infraestruturas ferroviárias. Via em laje.

Resumo

O dividir o conhecimento em disciplinas foi uma forma, que a humanidade desenvolveu, de transmitir o conhecimento às gerações vindouras.

Muitas das matérias não cabem numa disciplina, extravasam os seus limites, como atestam as palavras infraestrutura ferroviária, pelo que esta foi estudada como um todo, e, não a parte da subestrutura em contrapartida da superestrutura.

Foi estudada a via em laje como hipótese viável relativamente à via balastrada para a alta velocidade de passageiros e de mercadorias em Portugal.

Construíram-se cinco modelos de via em laje, um com armadura ordinária na linha neutra, uma com armadura ordinária inferior sem pré-esforço e depois pré-esforçada transversalmente, longitudinalmente e por fim, transversalmente e longitudinalmente.

Estudaram-se de forma alargada, três modelos de via em laje, para diferentes velocidades múltiplas de 100 km/h, a começar em 50 km/h e a terminar em 1.050 km/h.

Analisou-se o comportamento das cinco vias em laje, face a cinco diferentes módulos de deformabilidade equivalente da camada de apoio, entre 40 MPa e 12 GPa, para a velocidade de 350 km/h e de 500 km/h.

Estudou-se o comportamento da via em laje no caso da ausência parcial da camada de apoio, para a solução pré-esforçada transversalmente e longitudinalmente, para verificar se é necessária a interdição da circulação conforme na via não balastrada.

Procurou-se estudar o aumento da durabilidade da via em laje, dos 60 anos para os 100 anos e para os 120 anos.

Estudou-se qual o melhor traçado geométrico que não limite a velocidade mínima e máxima de circulação na via.

No campo da segurança foi considerada a prevenção sísmica e a reparação da via em laje.

Na viabilidade foi considerado o custo do ciclo de vida e a integração das vias ferroviárias Portuguesas e Espanholas.

Termos chave: infraestruturas ferroviárias, via em laje, custo do ciclo de vida, durabilidade, geometria do traçado de via ferroviária de alta velocidade, manutenção e reparação.

Railway infrastructure construction and maintenance. Slab Track.

Abstract

To split the knowledge into subjects it was a way that the humanity developed in order to pass the knowledge to coming generations.

Many of the matters do not fit into one subject, they go beyond their limits, as it is the case of railway infrastructure. Therefore, this was studied as a whole, and not as divided into parts, the superstructure versus the substructure.

One of the goals of this research is to study the slab track as reliable solution for both passengers and freight high speed lines, as alternative to ballasted track.

Therefore, five models of slab track were designed and analysed, one with ordinary armature in neutral line and four with bottom ordinary armature, one not prestressed, then transversely prestressed, longitudinally prestressed and finally prestressed in both directions.

Three of these models were studied thoroughly for different speeds, multiples of 100 km/h, starting at 50 km/h and ending at 1.050 km/h.

Also, the behavior of the five slab tracks was studied for five different stiffness of the support layers, between 40 MPa and 12 GPa, and for speeds of 350 km/h and 500 km/h.

The lack of slab support was studied for the model with both transversally and longitudinally prestressed, to verify if it is necessary to interdict the train circulation, as is required in case of ballasted track.

Possible ways to increase the durability of the track from 60 years to 100 years and 120 years were also addressed.

The best geometric slab track design that does not limit the minimum and maximum travel speed was also studied.

In the safety field was considered the earthquake prevention and the track slab repair.

In viability was considered the cost of lifecycle and the integration of Spanish and Portuguese railways.

Keywords: railways infrastructure, slab track, life cycle cost, durability, geometric layout of the high-speed rail, maintenance and repair.

Índice de matérias

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.1.1	Enquadramento histórico.....	1
1.1.2	Tipo de via a utilizar na alta velocidade em Portugal	1
1.1.3	Via mista	2
1.1.4	Sismicidade	2
1.1.5	Via em laje a nível académico	3
1.1.6	Via em laje ao nível científico	4
1.2	Objectivos	4
1.3	Metodologia	5
1.3.1	Planeamento da dissertação na modelação.....	5
1.3.2	Planeamento da dissertação ao nível dos custos de construção e manutenção	5
1.4	Estruturação da tese	8
2	Vias ferroviárias.....	9
2.1	Introdução	9
2.2	Vias convencionais	9
2.2.1	Introdução.....	9
2.2.2	Comboios de alta velocidade	10
2.3	Vias não convencionais.....	13
2.3.1	Comboio de levitação magnética	13
2.3.2	Início dos comboios de levitação magnética	15
2.4	Via balastrada.....	16
2.4.1	Introdução.....	16
2.4.2	Carris.....	17
2.4.3	Elementos de ligação	18
2.4.4	Palmilhas	18
2.4.5	Travessas	19
2.4.6	Camada de balastro	20
2.4.7	Camada de sub-balastro	21
2.4.8	Fundação e leito de via ou coroamento	22

	Índice
2.4.9	Inovações na via balastrada22
2.5	Via não balastrada25
2.5.1	Introdução.....25
2.5.2	Via não balastrada em mistura betuminosa26
2.5.3	Via não balastrada em laje.....28
2.6	Via de apoio misto.....39
2.7	Considerações finais40
3	Modelação de vias ferroviárias41
3.1	Introdução41
3.2	Fundamentos teóricos41
3.2.1	Introdução.....41
3.2.2	Modelos de vias ferroviárias.....42
3.3	Modelos de veículos ferroviários45
3.3.1	Introdução.....45
3.3.2	Situação actual dos veículos ferroviários em Portugal.....46
3.3.3	Modelos de carga segundo a UIC47
3.3.4	Modelos de cargas consideradas para o estudo.....48
3.4	Modelação numérica da via em laje49
3.4.1	Introdução.....49
3.4.2	Modelos construídos50
3.4.3	Tipos de análises52
3.5	Dimensionamento da laje.....53
3.5.1	Introdução.....53
3.5.2	Betão armado.....53
3.5.3	Aço das armaduras ordinárias.....54
3.5.4	Recobrimento das armaduras ordinárias55
3.6	Pré-esforço57
3.6.1	Introdução.....57
3.6.2	Tipos de pré-esforço.....58
3.6.3	Forma de cálculo do valor de pré-esforço por secção59
3.7	Dimensionamento do pré-esforço.....60
3.7.1	Introdução.....60
3.7.2	Tipo de pré-esforço61
3.7.3	Traçado do fio de pré-esforço.....61
3.7.4	Localização do traçado do fio de pré-esforço.....61
3.7.5	Recobrimento do pré-esforço61
3.7.6	Acopladores para armaduras de pré-esforço.....63

	Índice
3.7.7	Aço de pré-esforço.....63
3.7.8	Afastamento mínimo das armaduras de pré-esforço65
3.7.9	Afastamento máximo das armaduras de pré-esforço transversal.....66
3.7.10	Área de cálculo da secção de pré-esforço.....67
3.7.11	Cálculo do valor de pré-esforço por secção.....67
3.7.12	Quantificação do valor de pré-esforço por fio de pré-esforço69
3.8	Considerações finais70
4	Modelação e estudo dos casos apresentados.....73
4.1	Introdução73
4.2	Modelo da via em laje com armadura ordinária na linha neutra75
4.2.1	Materiais da laje de betão armado75
4.2.2	Definição da estrutura76
4.2.3	Palmilhas77
4.3	Modelos da via em laje com armadura ordinária inferior78
4.3.1	Materiais da laje de betão armado78
4.3.2	Definição da estrutura79
4.3.3	Palmilhas83
4.4	Análise da modelação numérica83
4.4.1	Introdução.....83
4.4.2	Considerações relativas a modelação numérica.....84
4.4.3	Análise modal85
4.4.4	Análise sísmica86
4.4.5	Acção do peso próprio86
4.4.6	Análise estática para o veículo tipo Alfa.....86
4.4.7	Análise de cargas em movimento90
4.4.8	Análise linear estática múltipla.....91
4.4.9	Análise dinâmica.....92
4.5	Considerações finais94
5	Estudos paramétricos da influência da camada de apoio.....97
5.1	Estudo da rigidez da camada de apoio97
5.1.1	Introdução.....97
5.1.2	Resultados obtidos para E_{v2} de 12 GPa.....98
5.1.3	Resultados obtidos para E_{v2} de 8 GPa98
5.1.4	Resultados obtidos para E_{v2} de 160 MPa.....99
5.1.5	Resultados obtidos para E_{v2} de 80 MPa.....99
5.1.6	Resultados obtidos para E_{v2} de 40 MPa.....100
5.2	Estudo da ausência da camada de apoio100

	Índice
5.2.1	Introdução..... 100
5.2.2	Falta de apoio da via..... 101
5.3	Considerações finais 103
6	Durabilidade da via ferroviária em laje 107
6.1	Introdução 107
6.2	Tipo de agregado a utilizar..... 108
6.3	Reacções expansivas de origem interna 110
6.3.1	Introdução..... 110
6.3.2	Reacção álcalis-agregado 110
6.3.3	Reacção sulfática interna 113
6.4	Métodos de protecção em estrutura de betão armado 113
6.5	Inibidores de corrosão aplicados no betão 115
6.6	Cofragem..... 116
6.7	Protecções superficiais do betão armado 117
6.8	Armaduras resistentes à corrosão 119
6.8.1	Armaduras de aço inoxidável 119
6.8.2	Outras armaduras resistentes à corrosão 121
6.9	Considerações finais 121
7	Segurança e energia..... 125
7.1	Segurança..... 125
7.1.1	Sismos 125
7.1.2	Reparação de vias ferroviárias em laje..... 130
7.1.3	Traçado geométrico 137
7.1.4	Linha dupla ou bi-bitola 144
7.2	Fontes de energias alternativas associadas à alta velocidade 147
7.2.1	Energia solar 147
7.2.2	Frenagem dos veículos ferroviários 148
7.2.3	Energia piezoeléctrica 149
7.3	Alimentação eléctrica 151
7.3.1	Considerações gerais..... 151
7.3.2	Suportes físicos de alimentação 153
7.3.3	Uma visão integrada..... 157
7.3.4	Uma visão integrada para a alta velocidade 158
7.4	Considerações finais 160
8	Considerações históricas, políticas, económicas e sociais..... 165
8.1	Introdução 165
8.2	Enquadramento histórico 165

	Índice
8.2.1	O novo século do carril 165
8.2.2	O pai da economia, Adam Smith 166
8.2.3	A importância do Estado 166
8.2.4	Uma necessidade da sociedade 167
8.2.5	O impacto na actividade económica do país..... 167
8.2.6	Reestruturação da economia 168
8.2.7	O comércio internacional alargado 169
8.2.8	Emissões de CO ₂ 169
8.2.9	O gigante financeiro Lehman Brothers 170
8.3	Viabilidade económica da via em laje 171
8.3.1	Custo de construção 171
8.3.2	Custo de manutenção 173
8.3.3	Custo do ciclo de vida 175
8.4	Tipos de transporte 179
8.4.1	Introdução..... 179
8.4.2	Transporte aéreo 181
8.4.3	Transporte rodoviário..... 182
8.4.4	Transporte por água 184
8.4.5	Transporte ferroviário 186
8.4.6	Conclusões..... 186
8.5	Os troços em estudo..... 187
8.5.1	Introdução..... 187
8.5.2	Linha férrea entre Sines e Madrid..... 187
8.6	Implementação da solução estudada..... 188
8.7	Considerações finais 190
9	Conclusões e desenvolvimentos futuros 191
9.1	Síntese da dissertação e conclusões gerais 191
9.2	Desenvolvimentos futuros..... 195
	Referências bibliográficas 197

Índice de figuras

Figura 1.1 - Custos de construção e manutenção da via balastrada e da via em laje (Marques, J. 2013)	6
Figura 1.2 - Dimensionamento da via em laje (Marques, J. 2013)	7
Figura 2.1 - Vias ferroviárias (Marques, J. 2013)	9
Figura 2.2 - Shinkansen ou “comboio-bala” (JRTR, 1997)	11
Figura 2.3 - Quatro recordes de velocidade de 1972 a 2007 (LUX, 2012)	12
Figura 2.4 - Alfa Pendular (CP, 2012)	13
Figura 2.5 - Transrapid na Alemanha (Maglev, 2012)	14
Figura 2.6 - Transrapid de Shanghai (SMTDC, 2012)	15
Figura 2.7 - Perfis esquemáticos da via balastrada (Selig e Waters, 1994, adaptado de Fortunato, E.2005)	16
Figura 2.8 - Travessas BBS 1, Wide Sleeper Track, (Bachmann, 2003)	23
Figura 2.9 - Sleeper-frame, (Riessberger, K. 2006)	23
Figura 2.10 – Esquema do Ladder Track, (Asanuma, 2004)	23
Figura 2.11 - Inclusão de palmilhas resilientes na face inferior das travessas (Riessberger, K. 2006)	24
Figura 2.12 - Esquema representativo de possíveis elementos resilientes (Leykauf et al., 2006a)	24
Figura 2.13 - Diagrama organizativo dos vários tipos de superestrutura de via não balastrada (Marques, J. 2013)	25
Figura 2.14 - Perfil transversal esquemático da solução SATO (Paixão & Fortunato, 2009)	26
Figura 2.15 - Perfil transversal esquemático da solução ATD com travessa bi-bloco (Lechner, 2005)	27
Figura 2.16 - Perfil transversal esquemático da solução WALTER e as estruturas alternativas (Leykauf et al., 2006b)	27
Figura 2.17 - Perfil transversal esquemático da solução GETRAC A1 (Rail.One, 2007a)	27
Figura 2.18 - Esquema da solução japonesa J-Slab, vista de cima (Esveld, 2003)	28
Figura 2.19 - Esquema da solução japonesa J-Slab, vista lateralmente (Ando et al., 2001)	29
Figura 2.20 - Perfil transversal esquemático da solução Rheda Classic (Pfleiderer, 2003)	30
Figura 2.21 - Perfil transversal esquemático da solução Rheda Sengeberg (Pfleiderer, 2003)	30
Figura 2.22 – Evolução da Rheda Berlin, V1 em 1994, V2 em 1996, V3 em 1997 (Rail.One, 2006)	31
Figura 2.23 - Perfil transversal esquemático da solução Rheda 2000® (Bachmann, 2003)	32
Figura 2.24 - Vistas da travessa utilizada na solução Rheda 2000® (Winter et al., 2007)	32
Figura 2.25 - Especificações técnicas das, travessas bi-bloco modificadas, B355 W60M	33
Figura 2.26 - Pormenor do sistema de fixação 300 da Vossloh, indicado para via em laje (Winter, 2007)	33
Figura 2.27 - Perfil transversal esquemático da solução Züblin (Escolano Paul, 1998)	34
Figura 2.28 - Perfil transversal esquemático da solução BTE (Paixão & Fortunato, 2009)	34
Figura 2.29 – Esquema visto de cima e perfil transversal da laje ÖBB-Porr (Porr, 2006)	35
Figura 2.30 - Perfil transversal esquemático da solução FF Bögl (Paixão & Fortunato, 2009)	36

Figura 2.31 - Perfil transversal esquemático da solução BES Heilit & Woerner (Paixão & Fortunato, 2009)	37
Figura 2.32 - Perfil transversal esquemático da solução BTD (Paixão & Fortunato, 2009)	37
Figura 2.33 - Via AFTRAV.....	38
Figura 2.34 - Execução da laje com sulcos longitudinais para instalação dos carris (Penny, 2003)	39
Figura 3.1 - Modelação de vias ferroviárias (Marques, J. 2013)	41
Figura 3.2 - Modelos de via em meio elástico (Marques, J. 2013).....	42
Figura 3.3 - Modelo de via com apoios discretos (Marques, J. 2013)	42
Figura 3.4 - Modelo de via balastrada com apoios discretos (Marques, J. 2013).....	43
Figura 3.5 - Modelos de via com continuidade longitudinal por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013)	44
Figura 3.6 – Modelação do sub-balastro e do balastro (Marques, J. 2013).....	44
Figura 3.7 - Comboios da linha ferroviária de alta velocidade europeia, adaptado da EN1991-2, 2003	45
Figura 3.8 - Modelação numérica da via em laje (Marques, J. 2013)	46
Figura 3.9 – Esquema longitudinal do veículo ferroviário Alfa (Fontul, S. 2012)	46
Figura 3.10 - Esquema longitudinal das cargas por eixo do veículo ferroviário Alfa (Marques, J. 2013)	46
Figura 3.11 – Esquema longitudinal das cargas por eixo dos veículos ferroviários de mercadorias (Marques, J. 2013).....	47
Figura 3.12 – Esquema longitudinal das cargas verticais do modelo de cargas 71, adaptado da EN 1991-2 (Marques, J. 2013)	48
Figura 3.13 – Esquema longitudinal, das cargas a considerar, por eixo do veículo tipo UIC (Marques, J. 2013)	48
Figura 3.14 – Esquema longitudinal, das cargas verticais a considerar, por eixo do veículo tipo Alfa (Marques, J. 2013)	48
Figura 3.15 - Análise das zonas de fronteira na via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	49
Figura 3.16 - Pormenorização em planta, das lajes modeladas, com indicação das zonas de fronteira e da zona de circulação dos veículos ferroviários (Marques, J. 2013).....	49
Figura 3.17 - Estação de trabalho	50
Figura 3.18 - Modelos de vias ferroviárias em laje utilizados (Marques, J. 2013)	51
Figura 3.19 - Diagrama organizativo dos vários tipos de superestrutura de via não balastrada estudadas (Marques, J. 2013)	51
Figura 3.20 - Dimensionamento das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013).....	53
Figura 3.21 - Cabo de pré-esforço recto (Marques, J. 2013).....	57
Figura 3.22 - Momentos de fendilhação e flecha para uma mesma carga (Marques, J. 2013)....	58
Figura 3.23 - Dimensionamento do pré-esforço das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013)	61
Figura 3.24 - Aparelhos acopladores para extensão das armaduras de pré-esforço (Freyssibar, 2012)	63
Figura 3.25 - Indentação do fio de aço de pré-esforço (atp, 2012)	64
Figura 3.26 – Afastamento das armaduras pré-tensionadas (Marques, J. 2013)	65
Figura 3.27 – Corte longitudinal da zona de influência do fio de aço de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)	66
Figura 3.28 – Corte longitudinal da zona de influência dos fios de aço de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)	67

Figura 3.29 – Corte longitudinal das armaduras de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013).	67
Figura 4.1 - Modelos de via em laje com blocos, com continuidade longitudinal, por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013).....	73
Figura 4.2 - Modelos de via em laje sem blocos, com continuidade longitudinal, por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013).....	73
Figura 4.3 - Modelos de vias ferroviárias em laje considerados (Marques, J. 2013).....	74
Figura 4.4 - Pormenorização das lajes modeladas em planta (Marques, J. 2013)	74
Figura 4.5 – Modelação em todas as vertentes das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013)	75
Figura 4.6 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013).....	76
Figura 4.7 - Pormenorização das armaduras ordinárias em planta, da laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013).....	76
Figura 4.8 - Vista das travessas bi-bloco utilizadas na via em laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013).....	77
Figura 4.9 - Sistema de fixação da Pandrol SFC Vertical Stiffness (Pandrol, 2012).....	77
Figura 4.10 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior (Marques, J. 2013).....	79
Figura 4.11 - Pormenorização das armaduras ordinárias em planta, da laje com armadura ordinária inferior (Marques, J. 2013).....	80
Figura 4.12 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)	80
Figura 4.13 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço transversal da laje em planta (Marques, J. 2013).....	81
Figura 4.14 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal (Marques, J. 2013)	81
Figura 4.15 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço longitudinal da laje em planta (Marques, J. 2013).....	82
Figura 4.16 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal (Marques, J. 2013)	82
Figura 4.17 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço transversal e longitudinal da laje em planta (Marques, J. 2013).....	83
Figura 4.18 - Modelação de todas as vertentes.....	84
Figura 4.19 - Diagrama da análise estática para o veículo Alfa de 340 kN/eixo	87
Figura 4.20 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 1	87
Figura 4.21 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 2	88
Figura 4.22 – Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 3	88
Figura 4.23 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 4	89
Figura 4.24 - Diagrama da análise de cargas em movimento.....	90
Figura 4.25 - Diagrama da análise linear estática múltipla	91
Figura 4.26 - Diagrama da análise dinâmica	93
Figura 5.1-Análise da deformada equivalente da camada de apoio dos casos de estudo(Marques, J. 2013).....	97

Figura 5.2 – Esquema longitudinal das cargas mais gravosas, a considerar por eixo, do veículo tipo Alfa	98
Figura 5.3 - Diagrama do estudo da ausência da camada de apoio da via	101
Figura 5.4 - Deformada relativa à ausência de apoios numa extensão 2,55 m	103
Figura 5.5 - Deformada relativa à ausência de apoios numa extensão 10,95 m	103
Figura 5.6 - Deslocamentos máximos ascendentes	104
Figura 5.7 - Deslocamentos máximos descendentes	104
Figura 6.1 – Diagrama do estudo do aumento e melhoria da durabilidade da via ferroviária em laje (Marques, J. 2013).....	107
Figura 6.2 - Módulo de elasticidade em relação à classe de resistência à compressão conforme o agregado utilizado (CCIP, 2008)	108
Figura 6.3 - Relação entre a classe de resistência do valor E do agregado considerando a gravidade específica e do valor E betão. (CCIP, 2008).....	109
Figura 6.4 - Tabela periódica (Tabelaperiodicacompleta, 2012)	111
Figura 6.5 - Diagrama do processo de reacção álcalis-agregado (Marques, J. 2013)	111
Figura 6.6 - Métodos adicionais de protecção (Bertolini, et al., 2004)	114
Figura 6.7 - Mecanismos dos métodos adicionais de protecção	115
Figura 6.8 - Representação esquemática do funcionamento da cofragem de permeabilidade controlada (Sousa-Coutinho, 2005)	117
Figura 6.9 - Representação esquemática dos diferentes tipos de tratamentos superficiais no betão (Bertolini, et al., 2004).	118
Figura 7.1 - Diagrama representativo das principais componentes de um sismo (Domingos, 2012)	125
Figura 7.2 - Diagrama de classificação das ondas sísmicas (Marques, J. 2013)	126
Figura 7.3 - Diagrama das ondas P (Observatório sismológico, 2012).....	126
Figura 7.4 - Diagrama das ondas S (Observatório sismológico, 2012).....	127
Figura 7.5 - Diagrama das ondas L (Observatório sismológico, 2012).....	127
Figura 7.6 - Diagrama das ondas R (Observatório sismológico, 2012)	127
Figura 7.7 - Sismograma mostrando o registo da chegada das ondas P, das ondas S e o intervalo de tempo decorrido entre a chegada das ondas P e S (Domingos, 2012)	128
Figura 7.8 - Diagrama dos tipos de reparações das vias ferroviárias em laje (Marques, J. 2013)	130
Figura 7.9 - PS 200 Ferroskan detection (Marques, J. 2013)	132
Figura 7.10 - Ferroskan PS 200 system (Marques, J. 2013)	132
Figura 7.11 - Suporte do carril após remoção do betão (David at all, 2008).....	134
Figura 7.12 - Colocação de palmilhas, fixações e armadura de aço galvanizado (David at all, 2008)	134
Figura 7.13 - Epoxy para ligar as barras à laje da base (David at all, 2008)	135
Figura 7.14 - Betoneira colocando betão (David at all, 2008).....	136
Figura 7.15 - Reparação concluída com o molde no local (David at all, 2008)	136
Figura 7.16 - Diagrama de análise do traçado geométrico (Marques, J. 2013, adaptado)	137
Figura 7.17 - Escala ou sobrelevação (Fontul, 2011).....	138
Figura 7.18 - Complementaridade entre bitolas.....	144
Figura 7.19 - Automotora Oaris da CAF de bogies bi-bitola e de duas voltagens que atinge os 350 km/h (CAF, 2012)	145
Figura 7.20 - Túnel solar entre Amesterdão e Paris (Carrington, D. 2012)	147
Figura 7.21 - Sistema de conversão de energia cinética em energia eléctrica (Innowattech, 2012)	149

Figura 7.22 - Aplicação da palmilha em linhas existentes (Innowattech, 2012)	150
Figura 7.23 - Estação de metro de Tóquio equipada com piso piezoeléctrico (JRTR, 2012)....	150
Figura 7.24 - Componentes do TGV Atlantique 24000 (Pisa, 2012).....	152
Figura 7.25 - Alstom, Prima II (Alstom, 2012)	152
Figura 7.26 - Tipos de catenárias (Railway technical, 2012)	153
Figura 7.27 - Linha aérea da catenária (Railway technical, 2012).....	154
Figura 7.28 - Pantógrafo (Railway technical, 2012).....	155
Figura 7.29 - Terceiro carril (Railway technical, 2012).....	155
Figura 7.30 - Configuração e tipologias de protecção do terceiro (How Subways Work, 2012)	156
Figura 7.31 - Contactos deslizantes do terceiro carril (Railway technical, 2012)	157
Figura 7.32 - Locomotiva de duplo pantógrafo e contacto deslizante ao terceiro carril (Eurostar, 2012)	157
Figura 7.33 - Zona de Lisboa e margem sul (Google maps, 2013).....	158
Figura 7.34 – Algumas hipóteses de traçados rectos para a via ferroviária (Marques, J. 2013, adaptado de Google maps, 2013).....	159
Figura 8.1 – Diagrama do estudo da viabilidade da via ferroviária em laje	165
Figura 8.2 - EcoCompareur para as emissões de CO ₂ (EcoCompareur. 2012).....	170
Figura 8.3 - Comparativo dos custos de construção da via balastrada com a via não balastrada em laje (Marques, J. 2013)	171
Figura 8.4 - Comparativo dos custos de construção da via não balastrada de armadura ordinária tradicional com a de aço inox (Marques, J. 2013)	172
Figura 8.5 – Comparativo dos custos de manutenção da via balastrada com a via em laje (JR, 2008)	173
Figura 8.6 – Comparativo dos custos totais da via balastrada com a via em laje (JR, 2007)	175
Figura 8.7 - Custos anuais de instalação e manutenção de via balastrada e via em laje (Britpave, 2011)	176
Figura 8.8 - Vias de baixa vibração (Sonneville, 2013).....	176
Figura 8.9 - Comparativo dos custos totais da via balastrada com a via em laje de baixa vibração (Schilder, R. and Diederich,D. 2007).....	177
Figura 8.10 - Passageiros transportados, por tipo de transporte, mil milhões de passageiros por km transportados (MOPTC, 2009)	179
Figura 8.11 - Peso dos transportes em percentagem no consumo de energia final em 2005 na EU a 27 (MOPTC, 2009)	180
Figura 8.12 - Tipologia das Plataformas Logísticas (Fonte: Portugal Logístico, 2006)	181
Figura 8.13 - Movimento de aeronaves e passageiros nos aeroportos (MOPTC, 2009).....	182
Figura 8.14 - Evolução longa dos passageiros transportados por km, por modo, mil milhões (MOPTC, 2009).....	183
Figura 8.15 - Evolução das toneladas transportadas por km, em modos terrestres (MOPTC, 2009)	183
Figura 8.16 - Sistema Portuário comercial do Continente (Fonte: SIG do PET, 2007)	184
Figura 8.17 - Pós-Panamax (Porto de Sines, 2012)	187
Figura 8.18 - Traçado único bi-bitola para o transporte convencional e alta velocidade (Marques, J. 2013)	190

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Categoria das palmilhas em função da rigidez dinâmica vertical (NP-EN134581-2, 2009)	19
Tabela 2.2 – Características mecânicas do balastro (UIC 719R, 2008)	21
Tabela 2.3 – Características mecânicas do sub-balastro (UIC 719R, 2008).....	22
Tabela 3.1 – Características do comboio TGV (Lei & Mao, 2004).....	46
Tabela 3.2 – Características do comboio Alfa Pendular	47
Tabela 3.3 - Quadro 4.2 – Recobrimento mínimo, $c_{min,b}$, requisitos relativos à aderência da EN1992-1-1.....	55
Tabela 3.4 - Quadro 4.3N – Classificação estrutural recomendada da EN1992-1-1	56
Tabela 3.5 - Quadro 4.4N – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com a EN 10080	56
Tabela 3.6 - Quadro 4.5N – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço, de acordo com a EN1992-1-1	62
Tabela 3.7 - Característica de fios de aço para pré-esforço (atp, 2012)	64
Tabela 4.1 - Deslocamentos obtidos da análise sísmica.....	86
Tabela 4.2 - Deslocamentos relativos à ação do peso próprio	86
Tabela 4.3 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 1	87
Tabela 4.4 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 2.....	88
Tabela 4.5 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 3.....	89
Tabela 4.6 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 4.....	89
Tabela 4.7 - Deslocamentos relativos do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo	90
Tabela 4.8 - Deslocamentos relativos do veículo tipo UIC de 340 kN/eixo	90
Tabela 4.9 - Deslocamentos relativos do veículo tipo Alfa de 340 kN/eixo	91
Tabela 4.10 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 250 kN/eixo.....	92
Tabela 4.11 - Deslocamentos da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 340 kN/eixo.....	92
Tabela 4.12 - Deslocamentos da análise linear estática múltipla do veículo tipo Alfa	92
Tabela 4.13 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 250 kN/eixo.....	93
Tabela 4.14 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 340 kN/eixo.....	93
Tabela 4.15 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo Alfa	94
Tabela 5.1 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 12 GPa	98
Tabela 5.2 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 8 GPa	99
Tabela 5.3 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 160 MPa.....	99
Tabela 5.4 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 80 MPa.....	99
Tabela 5.5 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 40 MPa.....	100
Tabela 5.6 - Vãos de suporte	102
Tabela 5.7 - Deslocamentos verticais máximos descendentes e ascendentes em mm	105

Tabela 6.1 - Tipos de minerais e rochas potencialmente fornecedoras de álcalis (E461-2007 do LNEC).....	112
Tabela 6.2 - Composição química dos aços inox, em % da massa, para varões (Bertolini, et al., 2004)	120
Tabela 7.1 - Especificações de reparação da via em laje no Japão (Xie Yongjiang et al., 2009)	130
Tabela 7.2 - Declive máximo para vias ferroviárias (Fontul, 2011)	138
Tabela 7.3 - Raio da curva em planta nas vias ferroviárias (Fontul, 2011)	140
Tabela 7.4 - Quadro 1 – Escala D_{lim} (NP ENV 13803-1, 2007)	141
Tabela 7.5 - Quadro 2 – Insuficiência de escala limite I_{lim} (NP ENV 13803-1, 2007)	142
Tabela 7.6 - Raio mínimo da bitola UIC para diferentes velocidades (Marques, J. 2013).....	143
Tabela 7.7 - Velocidade mínima para veículos de bitola UIC para cada raio mínimo (Marques, J. 2013)	143
Tabela 7.8 - Velocidade mínima para veículos de bitola ibérica para cada raio mínimo de bitola UIC (Marques, J. 2013).....	147

Simbologia

Para fluência de leitura, apresentam-se as siglas e as notações gregas e latinas, por ordem alfabética.

Quanto às notações gregas e latinas, um mesmo símbolo pode ser usado com significados diferentes em diversos capítulos. Mas, no mesmo capítulo, teve-se o cuidado de evitar a sua utilização para conceitos diferentes, na sua primeira utilização, é feita a diferenciação.

Siglas

Siglas

ADEME	- Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie
AFTRAV	- Asociación Nacional de Fabricantes de Traviesas para Ferrocarriles
AMV	- Aparelho de mudança de via
AVE	- Alta Velocidade Espanhola
BLS	- Barra Longa Soldada
Britpave,	- British In Situ Concrete Paving Association
CP	- Comboios de Portugal, E.P.E.
CP	- Canadian Pacific
DB	- Deutsche Bahn AG
DEC	- Departamento de Engenharia Civil
ETI	- Especificação Técnica de Interoperabilidade
FCT	- Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
Fiat Ferroviária-	Rail division of Fiat of Italy
FIB	- Fédération International du Béton
HTS	- Supercondutores de altas temperaturas
ICE	- Inter City Express
ISEC	- Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
JRTR	- Japan Railway and Transport Review
LED	- Light Emitting Diode ou díodo emissor de luz
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MAGLEV	- Magnetic Levitation Transport
OMC	- Organização mundial do comércio
PME	- Pequena e média empresa
PME's	- Pequenas e médias empresas
RAVE	- Rede Ferroviária de Alta Velocidade, S.A.
REFER	- Rede Ferroviária Nacional – REFER, EPE
RENFE	- Red Nacional de Ferrocarriles Españoles
SIR	- Sismicidade induzida por reservatórios

SMTDC	- Shanghai Maglev Transportation Development Co., Ltd
SNFC	- Société Nationale des Chemins de fer Français
TGV	- Train à grande vitesse
UIC	- Union International des Chemins de Fer (International Union of Railways)
UNL	- Universidade Nova de Lisboa

Letras minúsculas latinas

a	- flecha.
b	- bitola
c	- largura do carril
c	- coesão
c.a.	- cateto adjacente
c.o.	- cateto oposto
c _m	- centímetro
d _{BA}	- comprimento do bogie
d _{bogie}	- distancia entre bogies
e	- espaçamento dos apoios discretos
e	- excentricidade
f _{ccm}	- tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f _{cd}	- valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f _{ck}	- tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f _{cm}	- tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f _{cm,i}	- tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão do modelo respectivo
f _{cmf}	- tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão de todos os modelos
f _{ctm}	- tensão média de rotura à tracção do betão
f _{ctk}	- tensão característica de rotura à tracção do betão
f _{p0,2}	- tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
f _{puk}	- tensão de rotura do aço de pré-esforço
f _{su}	- tensão de rotura à tracção do aço da armadura longitudinal
f _{sy}	- tensão de cedência do aço
f _{sy,ef}	- tensão efectiva de cedência do aço
f _{syd}	- valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f _t	- resistência à tracção do aço
f _y	- tensão de cedência em tracção do aço
h	- espessura da laje
h	- escalar real ou prática
ha	- hectare
h _t	- escala teórica
h ₁	- é a espessura da laje de betão
h ₂	- é a espessura da camada de betão pobre
hz	- hertz
k	- factor de escala
k	- rigidez vertical discreta
kg	- quilograma
km	- quilómetro
km ²	- quilómetro quadrado
km/h	- quilómetro hora
kN	- quilo Newton
kN/m ³	- quilo Newton por metro cúbico
kPa	- quilo Pascal, ou seja, quilo Newton por metro quadrado

k_v	- rigidez dinâmica vertical das palmilhas
m	- metro
mm	- milímetro
mph	- milhas por hora
p	- carga distribuída sobre a secção

Letras maiúsculas latinas

2D	- modelo bidimensional
3D	- modelo tridimensional
A _C	- área da secção
AC	- sistemas eléctricos de corrente alternada
A _s	- área de armadura ordinária
C	- módulo de fundação
C	- elemento químico carbono
C ₂	- amortecimento
C45/55	- Betão C45/55
C ₃ A	- aluminato tricálcico
C _b	- amortecimento discreto do balastro
C _f	- amortecimento discreto da fundação
CO ₂	- dióxido de carbono
C _p	- amortecimento discreto da palmilha
Cr	- elemento químico crómio
C _{sb}	- amortecimento discreto do sub-balastro
D	- altura útil da laje
D	- comprimento do veículo
DC	- sistemas eléctricos de corrente contínua
E	- excesso de escala
E	- módulo de elasticidade
E _c	- módulo de elasticidade do betão
E _{lim}	- excesso de escala limite
E _s	- módulo de elasticidade do aço das armaduras ordinárias
E _{v2}	- modulo de deformabilidade equivalente da camada de apoio, medido segundo o ciclo de carga do ensaio de carga com placa.
F	- frequência de vibração
F _{p0,2}	- força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
F _{su}	- força de rotura à tracção da armadura longitudinal
F _{sy}	- força de cedência do aço
H ₂ O	- água
H _b	- espessura da camada de balastro
H _{sb}	- espessura da camada de balastro
I	- insuficiência de escala em mm
I _C	- inércia da secção
I _{lim}	- insuficiência de escala limite em mm
K	- rigidez discreta do apoio
K	- elemento químico potássio
K ₂	- Rigidez
K _b	- rigidez do balastro
K _c	- rigidez contínua do apoio
K _c	- rigidez vertical continua,
K _f	- rigidez da fundação
K _f	- rigidez discreta da fundação
K _p	- rigidez da palmilha

K_{sb}	- rigidez do sub-balastro
K_{sb}	- rigidez discreta do sub-balastro
kV	- kilovolt
L	- comprimento/distância
L	- ondas Love ou abreviadamente de ondas L
M	- massa da travessa
M	- momento
M_b	- massa
M_c	- massa
M_{cr}	- momento característico
M_{CR}	- momento de fendilhação antes do pré-esforço
M'_{CR}	- momento de fendilhação com compressão devido ao pré-esforço
M_{freq}	- momento frequente
M_g	- momento resultante das forças permanentes
Mn	- elemento químico manganês
Mo	- elemento químico molibdénio
MPa	- mega Pascal, ou seja, mega Newton por metro quadrado
M_R	- momento resistente
M_{Rd}	- momento flector resistente
N	- elemento químico nitrogénio
N_{Ed}	- esforço axial actuante
Ni	- elemento químico níquel
P	- carga por eixo
P	- valor do pré-esforço
P	- tensão no cabo
P	- elemento químico fósforo
P	- ondas compressivas ou ondas primárias ou abreviadamente de ondas P
R	- ondas Rayleigh ou abreviadamente de ondas R
R	- raio
S	- largura da via
S	- elemento químico enxofre
S	- ondas transversais ou ondas secundárias ou abreviadamente de ondas S
Si	- elemento químico silício
SO_3	- trióxido de enxofre
V	- volt
V	- velocidade
$V_{máx}$	- velocidade máxima
V_{min}	- velocidade mínima

Letras minúsculas gregas

α	- coeficiente de expansão térmica linear
α	- factor para entrar em conta com os diferentes tipos de volumes e pesos do tráfego ferroviário
γ	- peso volúmico seco
γ_c	- coeficiente de segurança do betão (1.5)
ε	- extensão
$\varepsilon_{\text{média}}$	- extensão média da armadura longitudinal
ν	- coeficiente de Poisson
ξ	- factor de escala
ρ	- massa volúmica
ρ	- ângulo de atrito das partículas
ρ	- percentagem geométrica de armadura
σ	- tensão com diferentes ti
σ_c	- tensão na fibra inferior ou superior
σ_{cp}	- tensão média de compressão no betão devida ao pré-esforço
ϕ	- diâmetro
ϕ_c	- coeficiente de segurança do betão (0.85)
Ψ	- ângulo de inclinação

Letras maiúsculas gregas

Δ de bitolas	- diferença entre bitolas
ΔL	- variação de comprimento
ΔT	- variação de temperatura
Δt	- intervalo de tempo

1 Introdução

Se a via ferroviária de alta velocidade Japonesa fosse balastrada, os caminhos-de-ferro Japoneses, ainda assim apresentariam lucro?

Jorge Marques

1.1 Enquadramento

1.1.1 Enquadramento histórico

Estudamos o passado para conhecer o presente, com o presente também podemos perspectivar ou mesmo conhecer o futuro.

No século XIX, os nossos antepassados, construíram uma linha de caminho-de-ferro entre Lisboa e Porto, sem o saber cometeram um erro grave, que ainda hoje não o conseguimos solucionar. Como consequência temos hoje veículos ferroviários que podem circular a 220 km/h mas no entanto em certas zonas, circulam abaixo de 50 km/h.

Em Novembro de 2003, na conferência luso-espanhola, o governo de Durão Barroso define que a linha ferroviária de alta velocidade deverá estar concluída em 2010.

Em Maio de 2010, o governo de José Sócrates, assina o contrato de concessão por 40 anos, que inclui construção e manutenção, do troço Poceirão-Caia, que fará parte da linha de alta-velocidade Lisboa-Madrid, ao consórcio Elos co-liderado pela Brisa e pela Soares da Costa.

Em Julho de 2011, o governo de Pedro Coelho, anula esse contrato de concessão, com as empresas a pararem imediatamente as obras já em andamento.

Em Setembro de 2012, o governo continua a defender o abandono definitivo do comboio em alta velocidade para passageiros, mantendo a intenção de fazer a ligação Lisboa-Madrid para mercadorias em bitola europeia.

Portugal faz parte do grupo para transformar a rede europeia de transportes até 2050, onde se estuda a ligação ferroviária entre Lisboa e Madrid, bem como uma ligação de Évora a Faro. Este plano europeu, tutelado pelos responsáveis europeus pelas pastas de transporte, prevê a construção, nos vários países europeus, de uma rede de alta velocidade de quinze mil quilómetros.

1.1.2 Tipo de via a utilizar na alta velocidade em Portugal

A discussão do tipo de via a utilizar, na alta velocidade em Portugal, nunca foi significativa.

A única hipótese que é consensualmente aceite e que já vem implícita em todas as análises é a via balastrada.

Existe uma fraca, ou inexistente abordagem do tema, por toda a comunidade científica, empresarial e política.

Será abordada, a via em laje, para se saber se é uma hipótese viável relativamente à via balastrada para alta velocidade de passageiros e mercadorias em Portugal.

1.1.3 Via mista

A opção da via de alta velocidade para passageiros, acima dos 300 km/h, normalmente não contempla a circulação de veículos ferroviários de mercadorias (Marques, J. 2013).

No dimensionamento da via, há que considerar, os dois tipos de parâmetros de projecto de traçado de via, um valor limite recomendado e um valor limite máximo

O valor limite máximo, pode ser um limite máximo, que pode depender do estado mecânico e geométrico real da via. No caso dos parâmetros não relacionados com a segurança, estes valores de limite máximo devem ser considerados como limite para além do qual o conforto dos passageiros pode ser afectado, e a conservação da via significativamente incrementada (Fontul, 2011).

Na dissertação vai se estudar a hipóteses de se conseguir um via mista, de alta velocidade para passageiros e mercadorias, que não limite a velocidade de circulação para os comboios de passageiros e não limite a capacidade de carga para mercadorias.

1.1.4 Sismicidade

Das regiões autónomas a região dos Açores é uma zona de sismicidade complicada.

Portugal Continental encontrasse numa zona sísmica, com a probabilidade de ocorrência dos sismos a diminuir de Sul para Norte, o que permite ao Norte ter um património arquitectónico mais rico que o Sul.

Portugal Continental foi atingido por sismos em 1017, 1344, 1356, 1531, 1748, 1755, 1909, 1969 e mais recentemente em 2009.

O terramoto de 1755, foi o mais destrutivo, destruindo toda a costa desde o Algarve até acima de Lisboa e com maior enlevo para a destruição da capital Portuguesa por abalos, incêndio e marmoto.

Após o terramoto de 1755, o Marquês de Pombal ordenou a elaboração de um questionário, com perguntas bem elaboradas, tendo em conta o pouco que se sabia sobre os fenómenos sísmicos no século XVIII, o qual foi enviado a todos os párocos do país a onde era solicitada a descrição detalhada dos efeitos do sismo nas suas paróquias.

Este inquérito é considerado o primeiro documento de sismologia moderna.

As acções do homem, podem introduzir sismos localizados de pequena magnitude, como sismos catastróficos. Nesta categoria cabem a formação de lagos com o propósito de gerar energia, este fenómeno denomina-se SIR – Sismicidade induzida por reservatórios.

Nessa categoria calham os sismos devidos à construção de barragens, como está provado pelo terramoto que atingiu a magnitude de 5 na escala de Richter, na década de 30 do século XX, pela construção da represa de Hoover, no Arizona nos Estados Unidos da América.

Depois deste caso, observaram-se outros casos de SIR, com magnitude acima de 6, em barragens com altura superior a 100 m, nomeadamente Koina com 103 m localizada na Índia, Xinfenkiang com 105 m na China, Kariba com 128 m em África, Kremesta com 147 m na Grécia.

Mais recentemente em 2008, ocorreu um terramoto na China, na zona de Sichuan, que foi provocado pela construção de uma barragem.

Portugal construiu o maior lago artificial da comunidade europeia com uma margem que ultrapassa os 1.160 km, uma área aproximada de 250 km², um comprimento aproximado de 83 km em linha recta, uma cota de pleno armazenamento de 152 metros e a barragem com uma altura de 96 m (Edia, 2013).

Constatando os dados de sismologia histórica de Portugal, os sismos provocados pelo homem com a construção de barragens, e, a dimensão da barragem do Alqueva, podemos estar numa situação crítica, que deveria ser estudada e aprofundadamente, se já não está a ser, de forma as nos colocar novamente à frente da sismologia moderna. Não compete, neste tema abordar a situação nuclear, nomeadamente a laboração da central nuclear de Badajoz, mas devia de ser estudado o aumento do risco devido ao lago do Alqueva.

Será estudada a implicação dos sismos nas vias ferroviárias e apresentadas medidas preventivas na circulação de veículos ferroviários.

1.1.5 Via em laje a nível académico

Em Portugal a alta velocidade, em laje, tem sido estudado relativamente aos efeitos na fundação, do modelo único de laje e betão pobre.

Os estudos existentes, de via em laje, referem-se a troços em pontes ou tuneis, e não é do conhecimento do autor, a existência de estudos integrados numa perspectiva mais ampla.

Todos os estudos de viabilidade da linha férrea de alta velocidade, normalmente não incluem mercadorias, mas mesmo quando incluem é relativo à via balastrada. Por esse motivo, a engenharia nacional não criou um número significativo de estudos e bibliografia relativos à ferrovia em laje, e essa lacuna merece ser diminuída face à internacionalização do mercado de trabalho.

Por esse motivo, este estudo tem a intenção de aprofundar aspectos, relevantes, associados à infraestrutura ferroviária, nomeadamente a superestrutura em laje, que actualmente, no mundo é a que apresenta maior desenvolvimento e aplicação de novas tecnologias na alta velocidade, de forma a abrir um novo campo de investigação a nível nacional.

1.1.6 Via em laje ao nível científico

O conhecimento relativo à via em laje como via ferroviária, apesar de não ser muito recente é ainda restringido aos países que a implementaram. Quem desenvolveu essas soluções tem optado por registar os avanços em patentes, que devido a serem recentes, ainda não expiraram (Marques, J. 2013).

Muitas das aplicações da via em laje, ainda assumem um estatuto de carácter experimental, visto lhes estarem associadas alguns problemas. No entanto, cada vez mais, é uma hipótese de aplicação, como provam o número crescente de quilómetros de via em laje e predominantemente em vias ferroviárias de mercadorias e de alta velocidade.

1.2 Objectivos

O objectivo primário da dissertação é o de contribuir para o conhecimento da solução de via em laje, constituindo um manual para este tipo de vias ferroviárias.

Assim, de seguida, apresentam-se três dos objectivos principais.

Um dos principais objectivos da dissertação é estudar a via ferroviária em laje como alternativa à via balastrada, e abrir o campo de investigação da via em laje a nível nacional que leve à criação de tecnologia nacional e a formação de técnicos nacionais.

Outro objectivo é estudar de forma científica melhorias ao nível do traçado, nas vias balastradas e nas vias em laje, por forma a eliminar as actuais limitações relativas à velocidade de circulação.

Um terceiro objectivo é conseguir aumentar a durabilidade das actuais vias ferroviárias em laje, pelo que se vai abordar o tipo de agregado associado ao tipo de cimento, medidas de prevenção e mitigação das reacções expansivas de origem interna, protecções superficiais do betão e a utilização de armaduras de aço inox.

Associado à solução da via em laje, contemplaram-se mais objectivos.

Um deles é estudar a segurança da via, que passa por abordar a reparação de vias ferroviárias em laje e a possibilidade de prevenção de terramotos.

Um outro destes objectivos complementares é estudar as fontes de energias alternativas, que passa por abordar a frenagem, a energia solar e a piezoeléctrica.

Foi também analisada a possibilidade de conseguir uma via que permita a interoperabilidade entre várias vias ferroviárias, conseguindo ultrapassar o problema das diferenças velocidades de circulação, da bitola e da alimentação eléctrica.

Finalmente, foi estudado o custo do ciclo de vida da via em laje em relação à via balastrada. Para um melhor entendimento das soluções analisadas será apresentado um caso prático associado a Portugal.

1.3 Metodologia

1.3.1 Planeamento da dissertação na modelação

A dissertação foi iniciada, procurando realizar a modelação numérica, para depois se realizar no modelo físico.

O modelo físico possível de ser realizado, em virtude da faculdade possuir o equipamento necessário.

Equipamento adquirido com o único intuito do estudo de via balastrada, que pelo autor o solicitou para utilizar em via laje. Situação que não tinha sido sequer ponderada, pois como referido em ponto anterior a única hipótese, existente, consensualmente aceite e implicitamente em todas as análises é a via balastrada.

Mas por sugestão do autor, desta dissertação, confirmou-se ser possível de utilização para análise de modelo físico de laje de betão armado.

Após sucessivas tentativas para se conseguir desbloquear o processo de montagem do equipamento embalado, chegou-se à conclusão que, apesar de todos os esforços e disponibilidade do autor, isso era uma variável que escapava ao seu controle e que o mesmo teste físico acabou por não se realizar.

1.3.2 Planeamento da dissertação ao nível dos custos de construção e manutenção

Tendo sido contactado as autoridades nacionais, ao nível dos transportes, a informação obtida, foi que não possuíam a informação solicitada.

Contactadas as autoridades nacionais, ao nível dos transportes ferroviários, a informação obtida, foi que não possuíam a informação solicitada, para a via em laje, tanto relativamente aos custos de manutenção como de construção, ver Figura 1.1, por não existir em Portugal este tipo de via.

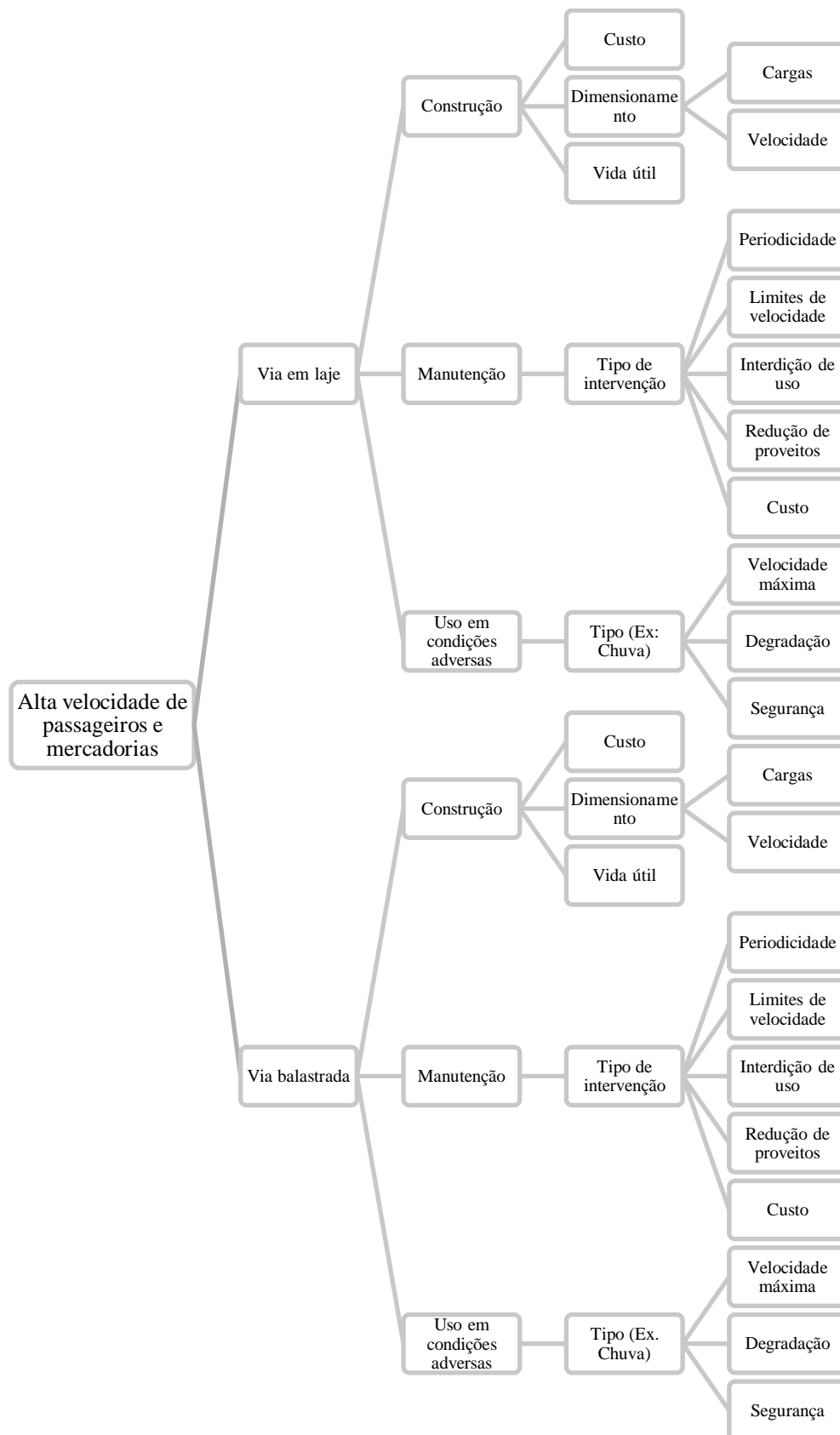


Figura 1.1 - Custos de construção e manutenção da via balastrada e da via em laje (Marques, J. 2013)

Relativamente ao dimensionamento da via em laje, ver Figura 1.2, a informação foi a mesma.

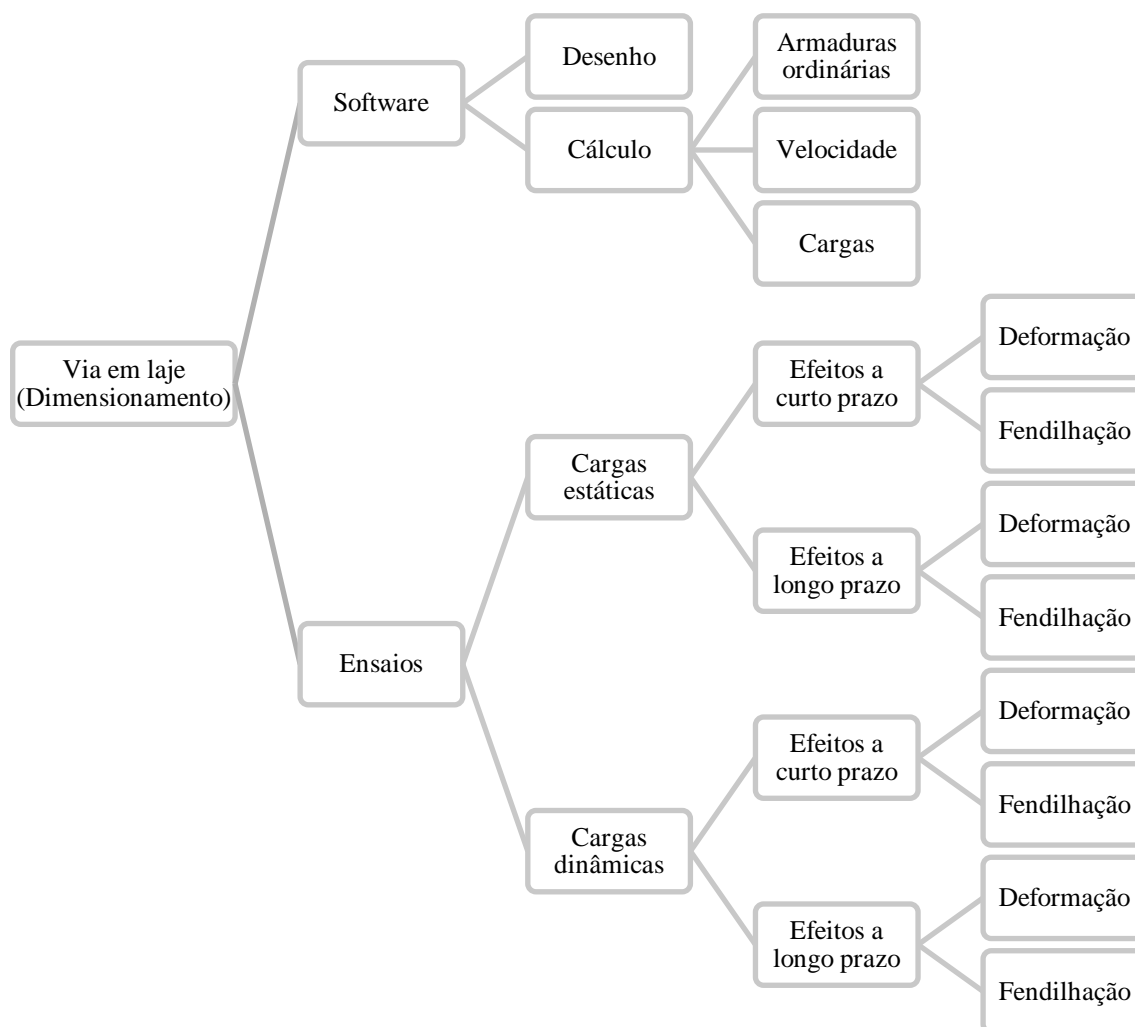


Figura 1.2 - Dimensionamento da via em laje (Marques, J. 2013)

Relativamente à via não balastrada e em Portugal, actualmente apenas existe a via embebida e em troços pontuais, que são os túneis do Rossio que entrou ao serviço em Fevereiro de 2008 e o do Pragal que entrou ao serviço em Julho de 1999.

A via embebida apresenta custos de construção e de manutenção superiores ao da via laje.

Desta forma, ficou por estudar, se o túnel do Pragal já tinha atingido e ultrapassado o ponto de equilíbrio relativamente à via balastrada e qual a situação do túnel do Rossio.

O tema foi aprofundado e à mesma estudado, se números faltam, o conhecimento existe, que permite intuir conclusões possíveis de se atingir com números.

1.4 Estruturação da tese

Durante toda a execução da dissertação o esforço foi enorme para não deixar nenhum tema por tratar e ser tratado da forma mais completa e correcta possível, tendo em conta as limitações do número de palavras.

A dissertação está estruturada em duas partes principais, a parte da modelação numérica e a parte da visão integrada da via em laje como alternativa sustentável para alta velocidade ferroviária.

Para facilitar a compreensão, a dissertação, foi estruturada de forma que a seguir se descreve:

No capítulo um, fez-se o enquadramento, o planeamento e a estruturação da tese.

No capítulo dois, aborda-se o estado da arte das vias ferroviárias convencional e não convencional.

No capítulo três, apresentam-se os fundamentos teóricos, os modelos dos veículos ferroviários, os modelos das vias em lajes, o dimensionamento da laje e o dimensionamento do pré-esforço.

No capítulo quatro, apresentam-se os cinco modelos de laje estudados e os resultados da modulação da via em laje com armadura ordinária na linha neutra, da laje com armadura ordinária inferior sem pré-esforço e da laje com armadura ordinária inferior com pré-esforço transversal, longitudinal e, transversal e longitudinal.

No capítulo quinto, faz-se um estudo paramétrico da influência da camada de apoio em duas vertentes, uma relativa a variação da rigidez dessa camada e outra relativa a ausência parcial da mesma.

No capítulo seis, apresentam-se os métodos adicionais de protecção das estruturas de betão armado, inibidores de corrosão aplicados no betão, cofragem, protecções superficiais do betão armado e armaduras resistentes à corrosão.

No capítulo sete, faz-se o estudo da segurança sísmica, dos aspectos da reparação da via, do traçado geométrico e da via bi-bitola. Referem-se também fontes de energia alternativas e sistemas de alimentação eléctrica dos veículos ferroviários.

No capítulo oitavo, faz-se uma abordagem, integrada na economia, da infraestrutura ferroviária.

No capítulo nove, apresentam-se as conclusões a que se chegou, os campos de estudo em aberto e uma solução para implementação da via em laje estudada.

Após o corpo da dissertação e para compreensão da modelação junta-se o anexo de modelação numérica.

2 Vias ferroviárias

2.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os principais tipos de vias ferroviárias, com destaque para o desafio imposto pela alta velocidade, ver Figura 2.1.

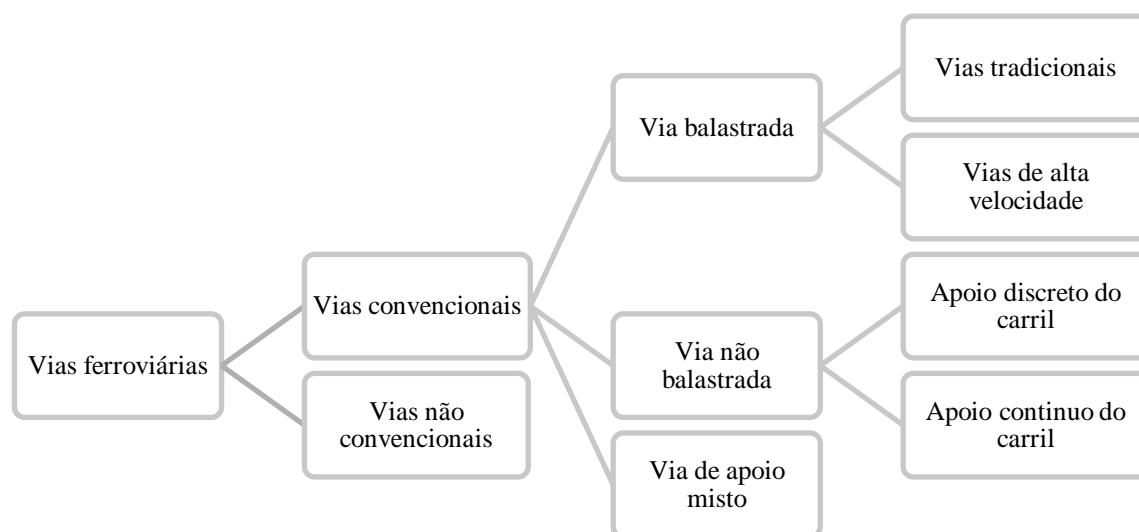


Figura 2.1 - Vias ferroviárias (Marques, J. 2013)

2.2 Vias convencionais

2.2.1 Introdução

A via convencional é aquela que resulta contacto entre a roda e o carril de aço.

Por volta de 1550 na Bélgica, numa mina da Alsácia, havia vagões de minério com rodas no formato cónico de madeira a circular sobre carris de madeira o que será o início da ferrovia com os vagões a serem puxados por animais ou à força de braços (MRS, 2012).

A primeira locomotiva do mundo foi uma máquina a vapor construída por Richard Trevithick que em 13 de Fevereiro de 1804 em Penyardrem, na Gália do Sul, circulou sobre carris fabricados em ferro fundido de uma linha industrial à velocidade de 8 km/h. Esta locomotiva conseguiu rebocar cinco vagões carregados com 10 toneladas de ferro e 70 homens demorando 4h05m a percorrer 14,5 km.

A primeira linha de caminho-de-ferro do mundo foi construída por George Stephenson entre Stockton e Darlington e foi inaugurada em 27 de Setembro de 1825 com a extensão de 61 km.

Em 1830, Charles Vignoles, baseado em desenhos feitos por Robert Stevens, criou um carril com um novo perfil, para substituir o de dupla cabeça. O novo carril passou a ser usado universalmente até à actualidade.

Em 13 de Maio de 1853 é assinado o contrato entre o governo e a Companhia Peninsular dos Caminhos-de-Ferro em Portugal para a construção da linha da linha férrea de Lisboa à fronteira com Espanha, passando por Santarém, na bitola de 1,44m (CP, 2012).

Em 28 de Outubro de 1856 foi inaugurada o caminho-de-ferro entre Lisboa e o Carregado com o comboio a partir da Estação de Santa Apolónia às 10h00. O comboio real com o rei D. Pedro V a bordo foi traccionado pelas locomotivas Santarém (Buddicom, 1844) e Coimbra (Egerstorff, 1855) com o percurso de 36,5 km a ser percorrido em cerca de 40 minutos.

Em 29 de Outubro de 1856, a inspecção-geral dos Correios e Postas do Reino passa a transportar as malas de correspondência por comboio.

Em 1858 inicia-se o transporte de mercadorias em pequena velocidade.

Em 1942 entre as empresas ferroviárias Portuguesas e a RENFE é regulado a circulação de comboios especiais de mercadorias (comboios-bloco), entre as estações Portuguesas e as fronteiras Hispano-Francesa de Hendaia – Irun, Canfranc e Cerbère – Port Bou.

Em 1993 é iniciada a exploração do Transibérico que faz o transporte de mercadorias entre Leixões/Lisboa/Barcelona.

2.2.2 Comboios de alta velocidade

O conceito de “linha de alta velocidade” difere de autor para autor pelo que se seguirá o conceito do sistema transeuropeu de alta velocidade. Pela Council Directive 96/48/EC de 1996 classificam-se as linhas de alta velocidade em três categorias distintas:

- A categoria I é referente a tráfego em novas linhas construídas especialmente para alta-velocidade, com uma velocidade mínima de circulação de 250 km/h;
- A categoria II é referente a tráfego em linhas já existentes e que sofreram trabalhos de melhoramento para a alta velocidade, permitindo, assim, a exploração a velocidades na ordem dos 200 km/h. Nos melhoramentos pode-se recorrer à tecnologia pendular, tilting trains, para permitir maiores velocidades em curvas de menor raio;
- A categoria III é referente a linhas especialmente adaptadas ou construídas para a alta velocidade, que apresentam características específicas devido a condicionamentos de topografia relevo ou meio urbano, nas quais a velocidade devesse ser adaptada a cada caso.

São classificados como comboios de alta-velocidade os comboios capazes de circular a velocidades superiores a 200 km/h.

Início dos comboios de alta velocidade

Em 1959 o **Japão** começou a construção do comboio Shinkansen ou “comboio-bala”, sendo lançado em **1964** para os jogos Olímpicos em Tóquio na rota Tóquio-Nagoya_ Quioto_Osaka e alcançando velocidades de 200 km/h, ver Figura 2.2. Com a introdução de melhoramentos tecnológicos no material circulante o tempo de viagem entre Tóquio e Osaka baixou das 4 horas em 1964 para 2 horas e meia, a Japan Railway & Transport Review (JRTR) prevê que venha a baixar as duas horas (JRTR, 1997).



Figura 2.2 - Shinkansen ou “comboio-bala” (JRTR, 1997)

Em **1978** na **Itália** surge o primeiro comboio de alta velocidade a ligar Roma a Florença com a linha a permitir 250 km/h e o comboio fornecido pela Fiat a poder atingir os 254 km/h.

Em 1960 na **França** surge a ideia do TGV - Train à Grande Vitesse com a operadora dos caminhos-de-ferro em França SNFC a pesquisar sobre comboios de alta-velocidade que pudessem operar nas linhas convencionais. Iniciando-se o plano de estudos em 1966, a construção em 1976 e iniciando o serviço em **1981** com a abertura da linha entre Paris e Lyon.

No dia 3 de Abril de 2007 o TGV Francês num programa de testes atingiu a velocidade de 574,8 km/h na nova linha de Paris Estrasburgo, ver Figura 2.3.

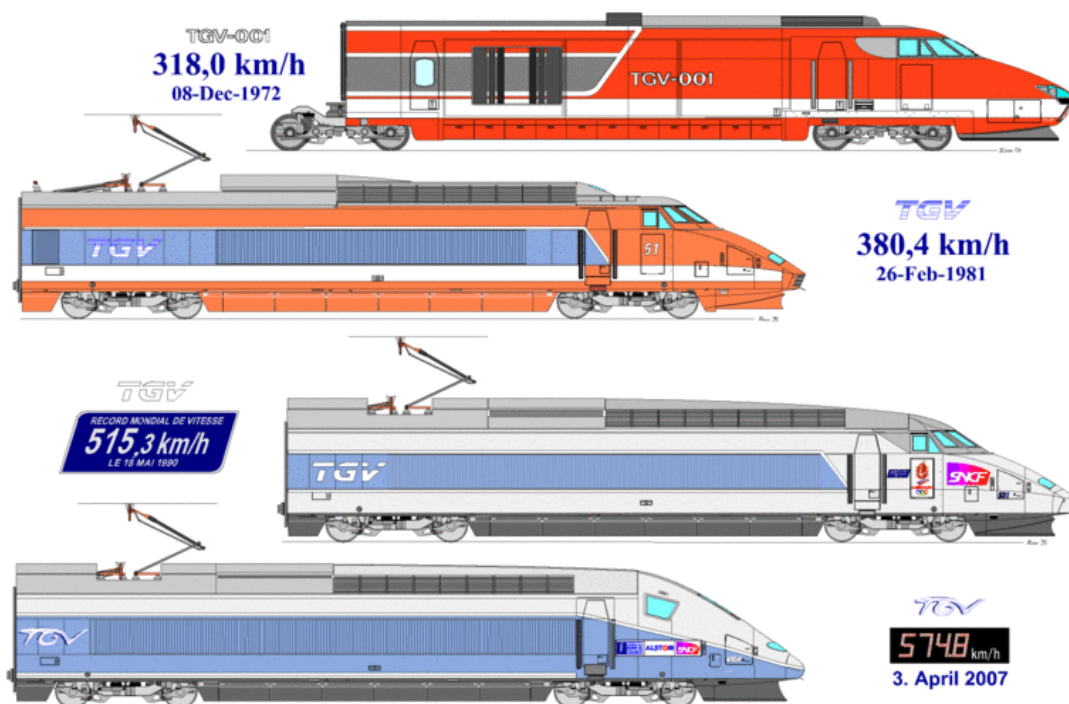


Figura 2.3 - Quatro recordes de velocidade de 1972 a 2007 (LUX, 2012)

A **Alemanha** iniciou a construção das primeiras linhas de alta-velocidade pouco depois do TGV Francês e parte da linha de alta velocidade Hanôver-Wurzburg foi concluída em 1988 e em 1 de Maio de 1988 o comboio ICExprimental estabelece um novo recorde de velocidade de transporte por terra sobre linhas de caminho-de-ferro com 406,9 km/h. Ainda em **1988** a Alemanha inicia o serviço comercial com o comboio ICE-1 a atingir os 280 km/h, com a velocidade máxima a ser limitada a 250 km/h dentro de tuneis e, por questões económicas, a velocidade máxima em toda a linha a ser reduzida para os 250 km/h.

Em 1986 a **Espanha** começou a construir a linha de alta velocidade entre Madrid e Sevilha sendo inaugurada pela AVE – Alta Velocidade Espanhola em **1992** para a Feira Universal de Sevilha. Em 2000 lança um plano de construção ou adaptação de linhas convencionais para alta velocidade de 7.000 km. A nova linha de Madrid a Barcelona é concebida para permitir velocidades máximas de 350 km/h.

Em 1995 **Portugal** celebra um contrato entre a CP- Comboios de Portugal, E.P.E. com a FIAT Ferroviária para a aquisição de dez comboios pendulares e em 30 de Junho de **1999** é realizada a viagem inaugural entre o Porto e Lisboa. O alfa pendular atinge a velocidade máxima de 220 km/h e a tecnologia de pendulação permite fazer as curvas a velocidades mais elevadas que os comboios convencionais, ver Figura 2.4.



Figura 2.4 - Alfa Pendular (CP, 2012)

Em 2005 a **China** iniciou a construção da linha de comboio de alta velocidade mais rápida do mundo entre Pequim e Cantão. Em Abril de **2007** começaram a operar entre Pequim e as cidades de Harbin, Xangai e Cantão comboios de alta velocidade que superavam os 250 km/h.

Em 2009 inaugurou parte dessa linha que liga as cidades de Wuhan e Cantão a uma velocidade média de 350 km/h com o comboio a poder atingir os 394,2 km/h.

Em 26 de Dezembro de 2012 a China concluiu a construção da linha entre Pequim e Cantão tornando-se na linha ferroviária de alta velocidade mais longa do mundo, com uma extensão de 2.297 km, passando das 22 horas para as 8 horas, com os veículos ferroviários a circular a uma velocidade média de 300 km/h com cinco paragens nas cidades mais importantes. No fim de 2012 a China possui-a 9.300 km de alta velocidade ferroviária e em 2013 deverão abrir 3.000 km de novas linhas de alta velocidade (IRJ, 2013).

2.3 Vias não convencionais

2.3.1 Comboio de levitação magnética

O monocarril e o comboio de levitação magnética, mais conhecido por Maglev, são as últimas grandes novidades na tecnologia ferroviária, a primeira patente de um comboio de levitação magnética foi registada em 1969.

O comboio de levitação magnético é conhecido por Maglev que circula numa linha elevada sobre o chão, sem que ocorra contacto entre o comboio e a linha, em que é propulsionado pelas forças atractivas e repulsivas de magnetismo. A única resistência à circulação é o ar pelo que conseguem atingir enormes velocidades com pouco ruído e baixo consumo energético, ver Figura 2.5.



Figura 2.5 - Transrapid na Alemanha (Maglev, 2012)

Em 2 de Dezembro de **2003** no **Japão** o comboio de levitação magnética MLX01 atingiu os **581 km/h** entrando para o Guinness World Records (RTRI, 2012).

Existem três tipos de tecnologia levitação magnética aplicada aos comboios de levitação magnética que são: a suspensão electrodinâmica baseada em ímanes supercondutores principalmente utilizada pelos Japoneses mas que necessita sistemas de refrigeração das bobinas supercondutoras; a suspensão electromagnética baseada na reacção controlada de electroímanes principalmente utilizada pelos Alemães e a inductrack que usa ímanes permanentes à temperatura ambiente. Os grandes desenvolvimentos desta tecnologia têm ocorrido no Japão e na Alemanha com o trem a ser levantado pela força repulsiva dos polos idênticos ou pela força atractivas dos polos diferentes dos ímanes.

A levitação por indução magnética, inductrack, apresenta um sistema mais simples e barato com a desvantagem da utilização de rodas para o movimento inicial, visto que só é possível a levitação acima de uma velocidade mínima.

O comboio de levitação magnético é movido por um motor linear que pode ser colocado no comboio, na linha ou na linha e no comboio.

Os sistemas ferroviários de alta-velocidade baseados na levitação magnética estão tecnologicamente prontos mas o elevado custo dos comboios de levitação magnética, tem impedindo a sua implantação, que resulta da necessidade de colocar bobines eléctricas ao longo de toda a linha por forma a produzir o campo magnético necessário para o comboio circular.

Através da evolução tecnológica dos últimos anos, os custos de construção de infraestruturas para os comboios de alta velocidade Maglev têm convergido para os mesmos níveis que os sistemas tradicionais de roda/carril. E alguns sistemas de Maglev podem superar inclinações de 10% ou mais (Maglev Transrapid) adaptando-se à topografia de zonas montanhosas com economia na construção de tuncis e redução de custos na construção de infraestruturas (Maglev, 2012).

Logo que se consiga produzir os supercondutores de altas temperaturas (abreviados como HTS) descobertos em 1980 com o potencial de 100 vezes maior condutividade que os fios atuais de cobre e a preços semelhantes aos fios de cobre, poderá diminuir, em muito, o preço dos Maglev.

Os produtores do Maglev defendem que o comboio de alta velocidade magneticamente levitável é mais seguro, confortável, rápido, sofre pouco desgaste com o uso e mais económico relativamente aos comboios de alta velocidade da roda/carril de aço.

2.3.2 Início dos comboios de levitação magnética

Em **2003** a **China** inaugurou o primeiro comboio comercial de levitação magnética ligando Xangai ao Aeroporto Internacional de Pudong preparado para uma velocidade operacional de 430 km/h e uma velocidade máxima de 501 km/h, ver Figura 2.6 (SMTDC, 2012).



Figura 2.6 - Transrapid de Shanghai (SMTDC, 2012)

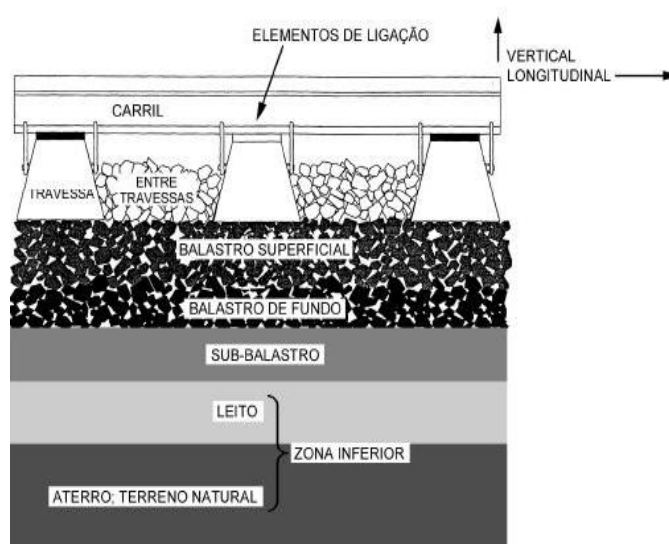
2.4 Via balastrada

2.4.1 Introdução

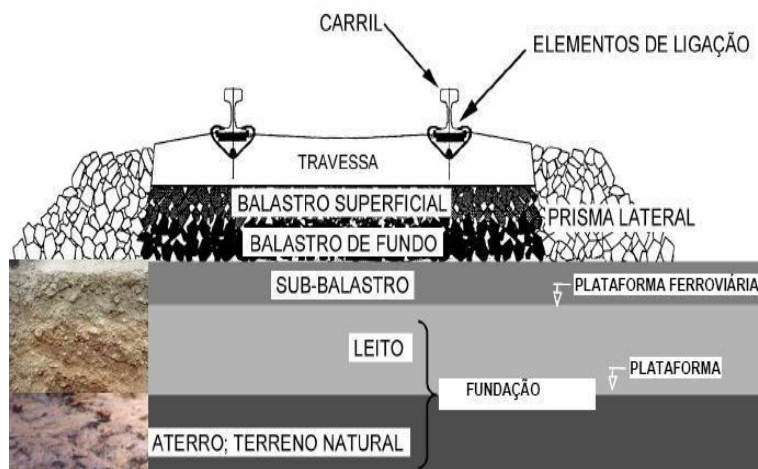
Por definição via balastrada é a que utiliza balastro na sua construção.

Balastro é o material granular resultante da britagem de pedra e que apresenta elevada resistência ao desgaste e à fragmentação.

A via balastrada, representada na Figura 2.7, também conhecida como via clássica ou convencional é constituída por várias camadas, cada uma com funções e características específicas.



Perfil longitudinal esquemático da via balastrada



Perfil transversal esquemático da via balastrada

Figura 2.7 - Perfis esquemáticos da via balastrada (Selig e Waters, 1994, adaptado de Fortunato, E.2005)

A via balastrada, em termos conceptuais, manteve-se praticamente inalterada desde o início das vias férreas. As alterações mais importantes ocorreram ao nível dos materiais empregues, dos métodos de construção e do controlo da sua qualidade. Esta solução tornou-se na mais popular por ser uma tecnologia madura e de eficácia comprovada.

O seu custo de aplicação é relativamente menos dispendioso que o das estruturas alternativas, as alterações, as correcções e os ajustamentos da via ou de qualquer um dos seus elementos requerem custos e esforços de menor dimensão. Possui também uma boa capacidade de drenagem natural devido à natureza do material que compõe a cama de balastro assim como boa elasticidade e capacidade de dissipação do ruído induzido pela passagem do tráfego ferroviário. No entanto, todas estas capacidades estão condicionadas pela elevada necessidade de manutenção que requer intervenções constantes ao longo da vida principalmente para reposição do balastro e alinhamento da via, tarefas que poderão ser efectuadas de dois em dois anos, e que fazem inflacionar o custo total da via quando englobado todos os custos inerentes ao período de vida da solução estimado em 30 anos (Gil & Fernández, 2006).

A via balastrada consiste basicamente numa plataforma composta por carris assentes em travessas suportadas pelo balastro. A cama do balastro repousa numa camada denominada de sub-balastro que estabelece o contacto com a estrutura ou solo. Os carris encontram-se assentes nas travessas e ligados a estas através de parafusos. Entre a zona de contacto carril-travessa é colocado um material com propriedades resilientes denominado de palmilha (Esveld, 2001).

2.4.2 Carris

Vias tradicionais

A principal função do carril é o de guiar o material circulante, função que é assegurada pela conicidade e a existência da pestana nas rodas e a forma da cabeça do carril.

O carril é um elemento estrutural que está sujeito a esforços de origem térmica e do material circulante e que tem a função de resistir, atenuar e transmitir os esforços longitudinais (acelerações, frenagem e variações de temperatura), transversais (movimentos transversais das rodas dos veículos) e verticais (cargas dos veículos) aos outros elementos da via.

O tipo de aço, a inércia à flexão do carril, as características das juntas (ou a sua ausência), assim como as solicitações, a que os carris estão sujeitos, influenciam o comportamento de todos os elementos da via (Fortunato, 2005).

Os carris sem juntas são constituídos por barras longas soldadas que apresenta como vantagens a menor deterioração dos elementos da via e consequente redução das operações de manutenção e conservação, diminuição de ruído e vibrações e a diminuição das oscilações dos comboios. A desvantagem é de as variações de temperatura provocar elevados esforços internos.

Os carris podem apresentar vários problemas como defeitos de fabrico, fissuração ou corrosão.

Ao carril são acometidas outras funções como o de condutor das correntes dos sistemas de sinalização da linha e o da função de elemento condutor do retorno da corrente eléctrica de tração.

Vias de alta velocidade

Os carris do tipo UIC com 60 kg/m, utilizam-se nas linhas de alta velocidade e são soldados nas extremidades, formando a barra longa soldada, BLS, criando uma via contínua que atenua os efeitos dinâmicos associados às juntas e reduz a deterioração da via, aumenta a fiabilidade e a segurança da circulação dos comboios de alta velocidade. A soldadura permitiu melhorias, mas muito dos problemas das linhas de alta velocidade continuam a ter origem no processo da soldadura.

Os requisitos a cumprir pelo tipo de aço e a geometria dos carris nas linhas de alta velocidade europeia são os da ETI (2008). A qual se aplica aos carris do tipo Vignole, aos carris de aparelho de via e aos contracarris. Carris que devem apresentar resistência à flexão nas direcções vertical e transversal e resistência à compressão na direcção longitudinal.

2.4.3 Elementos de ligação

O elemento de ligação deve ser durável o que serve para assegurar uma correcta fixação dos carris à travessa e impedir o deslizamento dos carris independentemente dos esforços verticais, transversais e longitudinais transmitidos à travessa.

Na selecção do sistema de fixação do carril à travessa deve ser considerada a facilidade e a rapidez com que são substituídos (FIB, 2006).

O carril e a palmilha podem ser fixados directamente sobre a travessa por um único sistema de fixação ou por dois sistemas de fixação um a ligar o carril à palmilha e outro sistema na ligação palmilha-travessa (FIB, 2006).

A fixação do carril à travessa pode ser rígida ou elástica. Nas travessas de madeira a fixação rígida é realizada com tira-fundos. Nas travessas de betão entre o patim do carril e a travessa podem ser colocadas palmilhas elásticas que asseguram alguma resiliência à superestrutura e reduzem o desgaste das travessas.

As fixações são um elemento importante no isolamento eléctrico dos carris.

2.4.4 Palmilhas

No sistema de fixação do carril com a travessa utilizam-se palmilhas elásticas para apoiar os carris o que amortece as vibrações de contacto da roda com o carril, reduz o atrito do carril com a travessa, protege as travessas de desgaste e de danos de impacto e isola electricamente os circuitos da via.

Na norma NP-EN134581-2, 2009, as palmilhas são categorizadas em função da rigidez dinâmica, como se mostra na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Categoria das palmilhas em função da rigidez dinâmica vertical (NP-EN134581-2, 2009)

Categoria da palmilha	Rigidez dinâmica vertical [kN/mm]
Flexível	$K_v < 100$
Média	$100 \leq K_v < 200$
Rígida	$K_v \geq 200$

2.4.5 Travessas

Vias tradicionais

Os carris assentam em travessas que recebem os esforços transmitidos pelos carris os atenuam e os distribuem para o balastro. As travessas são ligadas aos carris através de fixações sendo o interface preenchido por um material electrométrico.

Sob as travessas e em contacto com o balastro podem ser colocadas palmilhas, com a função de melhorar a distribuição das tensões transmitidas da travessa para o balastro, o que aumenta a vida útil do balastro.

As travessas, devido ao seu peso próprio e por estarem envolvidas no balastro, contribuem para a estabilidade da via no seu plano, resistindo aos esforços laterais produzidos pelo material circulante e aos associados à variação térmica dos carris.

Uma das condições das travessas é serem robustas e capazes de resistir aos esforços a que estão sujeitas, por forma a assegurar a qualidade geométrica da via.

As travessas podem ser de madeira, de betão ou de aço mas devem isolar electricamente os carris para além de apresentar boas propriedades mecânicas, suportar as variações e acções climáticas a que estão sujeitas.

As travessas de madeiras podem ser de pinho, de faia, de carvalho ou de espécies tropicais em que o tempo de serviço depende da espécie da árvore e dos efeitos mecânicos a que são sujeitas. Uma das desvantagens das travessas de madeira que são as mais correntes é serem susceptíveis a variações de temperatura e de humidade.

A utilização das travessas de betão começou a expansão após a II Guerra Mundial. As suas vantagens são o aumento do tempo de serviço, serem fáceis de fabricar, fáceis de colocar, poder ser aumentado o afastamento das travessas e por serem mais pesadas são mais estáveis no controlo das deformações da via, maior resistência lateral, menor conservação da via. E as desvantagens são as de aumentar a cargas dinâmicas e de tensões no balastro para além de serem menos elásticas que as travessas de madeiras.

As travessas de aço são as de menor expressão. As suas vantagens são um longo tempo de serviço e a grande precisão na sua construção. As desvantagens que levam à sua menor utilização são a maior propagação das vibrações e o elevado custo de aquisição.

Vias de alta velocidade

As linhas de alta velocidade requerem travessas de alta resistência e o aumento das suas dimensões proporciona a redução das tensões no balastro e melhoria da estabilidade lateral da

via. Actualmente utilizam-se travessas do tipo monobloco em betão armado pré-esforçado e com espaçamentos de 60 cm.

A ETI 2008 define como requisitos mínimos para as travessas das linhas de alta velocidade europeia 2,25 m de comprimento e de 220 kg de massa.

A FIB 2006 define que as travessas devem ser dimensionadas para uma vida útil superior a 40 anos, considerando as solicitações estáticas e dinâmica. Deve-se garantir que as travessas não fendilhem para a carga de projecto, limitar as aberturas de fendas para cargas excepcionais e que o recobrimento das armaduras garanta a máxima durabilidade.

2.4.6 Camada de balastro

Vias tradicionais

O balastro fornece um encastramento parcial às travessas contribuindo para a estabilidade ao armamento de via, preservando o afastamento entre carris e a inclinação da via. Uma das funções é atenuar e distribuir por uma maior superfície os esforços recebidos de forma a reduzir as tensões a transmitir às camadas inferiores.

O balastro é constituído por uma camada, com uma espessura entre os 20 e os 40 cm, de material granular grosseiro solto e drenante, que, devido à sua resistência mecânica e ao atrito entre grãos, absorve as tensões de compressão e tangenciais que resultam da circulação dos comboios, conferindo-lhe uma elevada resistência à compressão vertical, mas a resistência lateral é bastante inferior por apenas depender do atrito e imbricamento do material granular.

O balastro devido à sua porosidade apresenta a capacidade de absorver as vibrações mecânicas e sonoras que resultam da passagem de comboios, contribui para uma boa drenagem da via por percolação da água entre o material granular, impede o crescimento da vegetação e isolamento eléctrico entre os carris.

Como vantagens o balastro apresenta a facilidade na colocação, na remoção e rearranjo da estrutura. O que facilita as tarefas de conservação e permite garantir a adequada qualidade geométrica da via, através das operações de “ataque da via” reagrupando as partículas.

Uma das desvantagens do balastro é que o volume de tráfego degrada a geometria da via sendo necessário recorrer a sucessivas operações de alinhamento e nivelamento da via. Estas operações são uma parte considerável de todos os trabalhos relativos à conservação da via, com a agravante que para serem realizadas levam à interrupção da circulação o que acarreta dificuldades de gestão da circulação e perdas de receitas.

No balastro usam-se normalmente rochas como granitos, quartzos ou outras rochas ígneas que apresentam grande resistência mecânica, são pesados, angulares e de superfície rugosa com a granulometria a variar entre os 25mm e os 50mm.

Vias de alta velocidade

Ao balastro é exigido durabilidade, resistência ao desgaste dos carregamentos cíclicos e uma granulometria definida.

A norma IT.GEO.001.00 de 2003 da REFER define as características granulométricas do balastro em dois tipos, I e II, em que as do tipo I são utilizadas em vias de alta velocidade.

Se as características mecânicas do balastro não forem conhecidas, pode-se considerar os valores da (UIC 719R, 2008), ver Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Características mecânicas do balastro (UIC 719R, 2008)

E_{v2}	ν	c	ϕ	γ
130	0,2	0	45	15

Em que,

E_{v2} é o módulo de deformabilidade equivalente da camada de apoio, medido no segundo ciclo de carga, do ensaio de carga com placa, em MPa

ν é o coeficiente de Poisson

c é a coesão em MPa

ϕ é o ângulo de atrito das partículas em graus (°)

γ é o peso volúmico seco em kN/m³

2.4.7 Camada de sub-balastro

Vias tradicionais

A camada de sub-balastro faz a transição e evita a interpenetração entre a camada de balastro, material de melhor qualidade, e a fundação, material de qualidade inferior, o que contribui para a distribuição das cargas de circulação dos comboios, reduz o nível de tensões na fundação e evita o desgaste da fundação pela acção mecânica do balastro.

Ao sub-balastro cabem outras funções como a de evacuar as águas pluviais até aos elementos de drenagem longitudinal, protecção da plataforma incluindo contra o gelo, permitir a drenagem no caso de eventuais subidas do nível freático, evitar a migração do material fino da fundação para o balastro.

Vias de alta velocidade

O sub-balastro como material granular pode ser substituído por uma base de betão pobre com vantagem na protecção da fundação e uma melhoria na distribuição da carga à fundação. A solução apresenta como desvantagens o ser pouco económica, poder surgir fendilhação da camada de betão e bombagem de finos (UIC 719R, 2008).

Se as características mecânicas do sub-balastro não forem conhecidas, pode-se considerar os valores da (UIC 719R, 2008), ver Tabela 2.3 e uma espessura mínima de 40 cm.

Tabela 2.3 – Características mecânicas do sub-balastro (UIC 719R, 2008)

E_{v2} [MPa]	ν	c [MPa]	ϕ ($^{\circ}$)	γ [kN/m ³]
120	0,3	0	35	19

2.4.8 Fundação e leito de via ou coroamento

Vias tradicionais

Pode-se distinguir duas zonas de fundação. A fundação em si, que é em geral a mais profunda, e mais superficialmente existe o leito de via. Este último pode ser constituído por material de empréstimo, se em aterro, e por material local ou de empréstimo, se em escavação. Se o solo for de qualidade inferior poderá ser necessário colocar uma camada de leito de via de espessuras até 0,50 m, para aumentar a capacidade de carga da fundação (UIC 719R, 2008).

O leito de fundação tem como função evitar a deformação do solo, a homogeneização das características mecânicas da fundação, servir de plataforma construtiva e possibilitar a compactação das camadas sobrejacentes em adequadas condições.

No leito da via ou coroamento assenta a camada de sub-balastro a qual por sua vez assenta sobre a fundação. Para a qualidade de rigidez da via contribui essencialmente o módulo de deformabilidade e da espessura do leito da fundação.

A qualidade da fundação é fundamental para evitar a ruína da via ferroviária. A rigidez da via depende em grande parte do módulo de deformabilidade que é o parâmetro com maior viabilidade e da espessura do leito de fundação (Fröhling, R. D. 1997).

Vias de alta velocidade

Nas linhas de alta velocidade a plataforma de fundação a considerar deve ser do tipo P3, para que o módulo de deformabilidade seja de 80 MPa ou superior (UIC 719R, 2008).

O dimensionamento da fundação e do leito de via ou coroamento é feito considerando o tipo de tráfego, a capacidade de suporte da fundação, a configuração de via (espaçamento entre travessas, largura da via, etc), as condições climáticas e hidrogeológicas, considerando-se um período de dimensionamento de 100 anos (UIC 719R, 2008).

2.4.9 Inovações na via balastrada

Devido aos elevados custos de conservação da via balastrada as soluções criadas passaram por inovações na via balastrada para reduzir o custo do ciclo da via balastrada tradicional (Paixão & Fortunato, 2009).

Elementos longitudinais

O aumento da velocidade de circulação e do volume de tráfego nas vias tradicionais criaram problemas. Na tentativa de resolver alguns destes tentou-se reduzir as tensões transmitidas ao balastro, o que diminui a deterioração e os custos de manutenção.

Uma das formas é a solução Alemã que passou por criar travessas mais largas e compridas, ver Figura 2.8. A solução Austríaca passou pela criação de uma grelha longitudinal contínua sobre o balastro, ver Figura 2.9. A solução Japonesa passou por colocar os carris sobre vigas paralelas de betão pré-esforçado ligadas entre si por barras de aço, ver Figura 2.10.



Figura 2.8 - Travessas BBS 1, Wide Sleeper Track, (Bachmann, 2003)



Figura 2.9 - Sleeper-frame, (Riessberger, K. 2006)

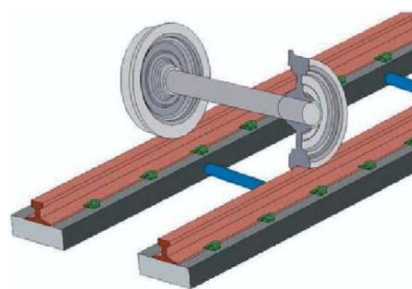


Figura 2.10 – Esquema do Ladder Track, (Asanuma, 2004)

O inconveniente da solução Alemã, Wide Sleeper Track, é a dificuldade de compactação do balastro. A solução Japonesa, Ladder Track, tem como inconveniente o ser pouco flexível em zonas de variação de escala.

Os elementos longitudinais permitem que os carris tenham apoios pontuais menos espaçados o que melhoram o comportamento dinâmico da via.

O peso e a área dos elementos contribuem para uma maior estabilidade e redução das tensões transmitidas ao balastro, melhorando a resistência lateral e diminuindo a hipótese de encurvadura na via.

Colocação de elementos resilientes na via

Os elementos resilientes podem ser colocados em baixo do carril, na face inferior das travessas, ver Figura 2.11.

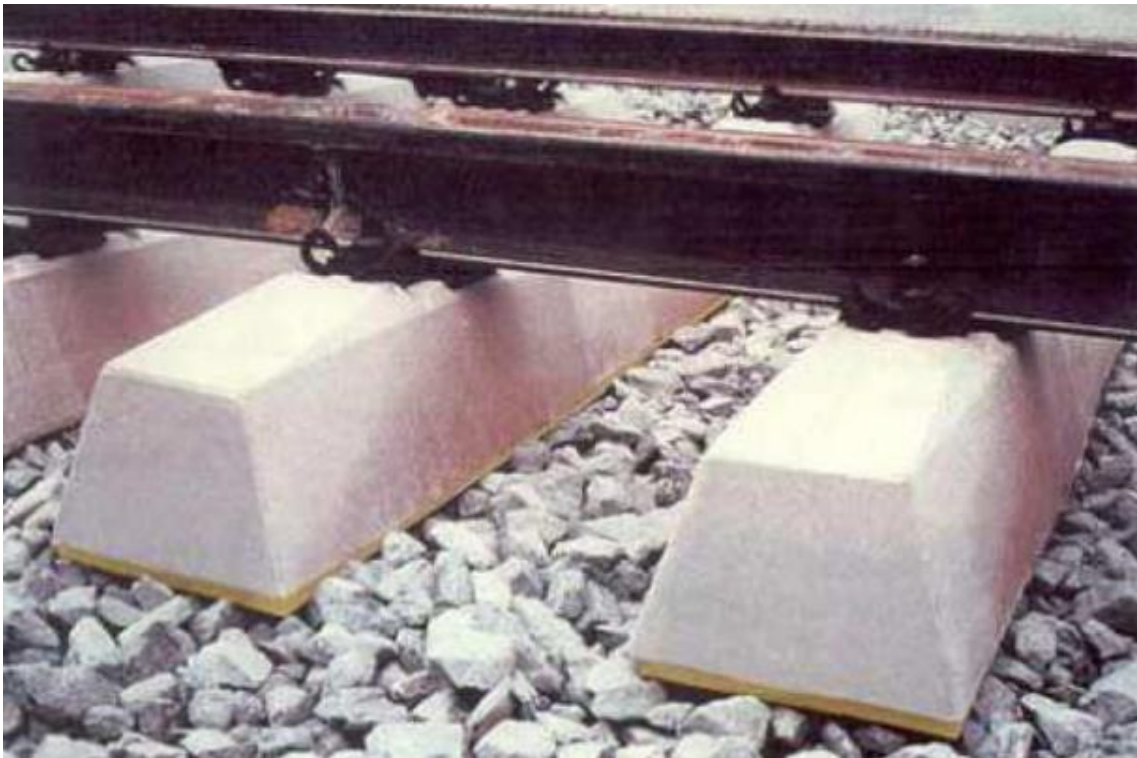


Figura 2.11 - Inclusão de palmilhas resilientes na face inferior das travessas (Riessberger, K. 2006)

É possível aplicar elementos resilientes no sub-balastro, ver Figura 2.12.

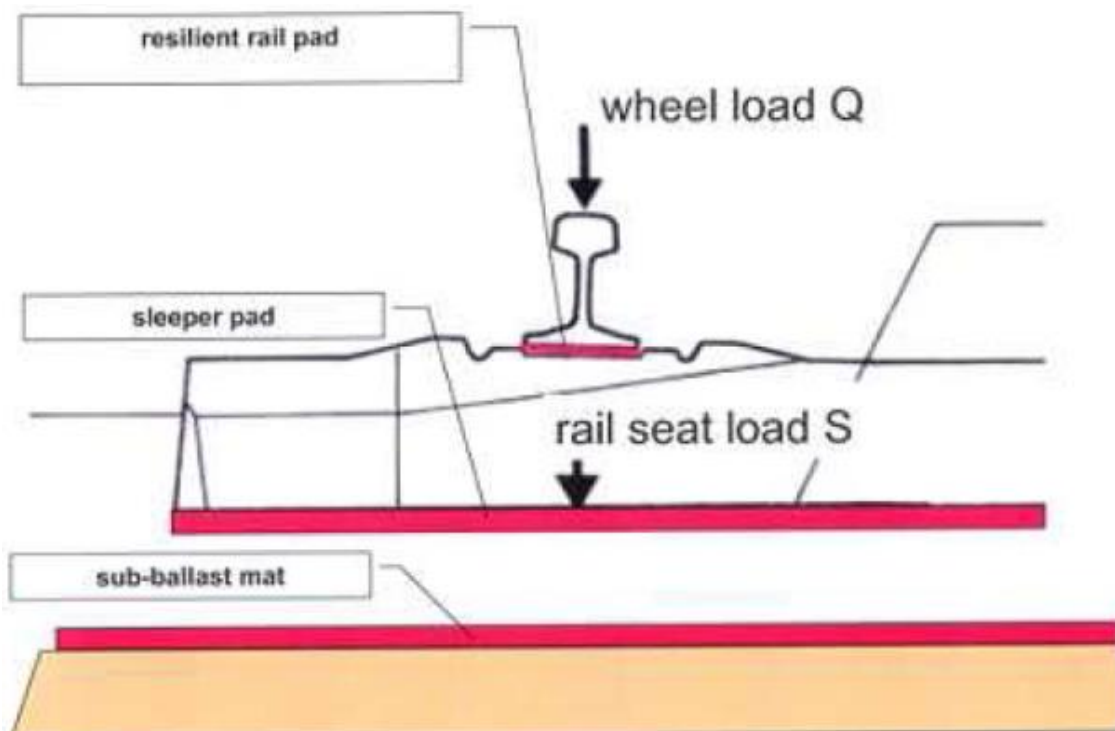


Figura 2.12 - Esquema representativo de possíveis elementos resilientes (Leykauf et al., 2006a)

2.5 Via não balastrada

2.5.1 Introdução

Por definição via não balastrada é a que não utiliza balastro na constituição da via e é esta a maior diferença entre a via balastrada e a via não balastrada.

As grandes vantagens da via não balastrada residem na redução dos custos de conservação, assim como numa maior estabilidade conferida à via, permitindo uma maior segurança para a circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas, (Paixão & Fortunato, 2009).

A superestrutura da via não balastrada é constituída por uma laje de betão armado ou de mistura betuminosa e na camada imediatamente abaixo é colocada uma camada tratada com ligante hidráulico.

A subestrutura da via balastrada e não balastrada são praticamente coincidentes, em que é colocada a camada de material granular de protecção ao gelo que transmite os esforços à camada de fundação que deve apresentar um bom comportamento ao assentamento.

A via não balastrada é habitualmente classificada quanto ao tipo de fixação do carril (discreto ou contínuo ao longo de toda a sua base), modo de execução (pré-fabricado ou em obra), número de camadas, natureza e tipo de fundação (betão pobre ou material betuminoso).

Dado os objectivos da investigação, surgiu a ideia de classificar a via não balastrada, com base no material utilizado e na sua tecnologia de construção, nomeadamente se construída em obra ou pré-fabricado, que se apresenta no diagrama seguinte, ver Figura 2.13 (Marques, J. 2013).

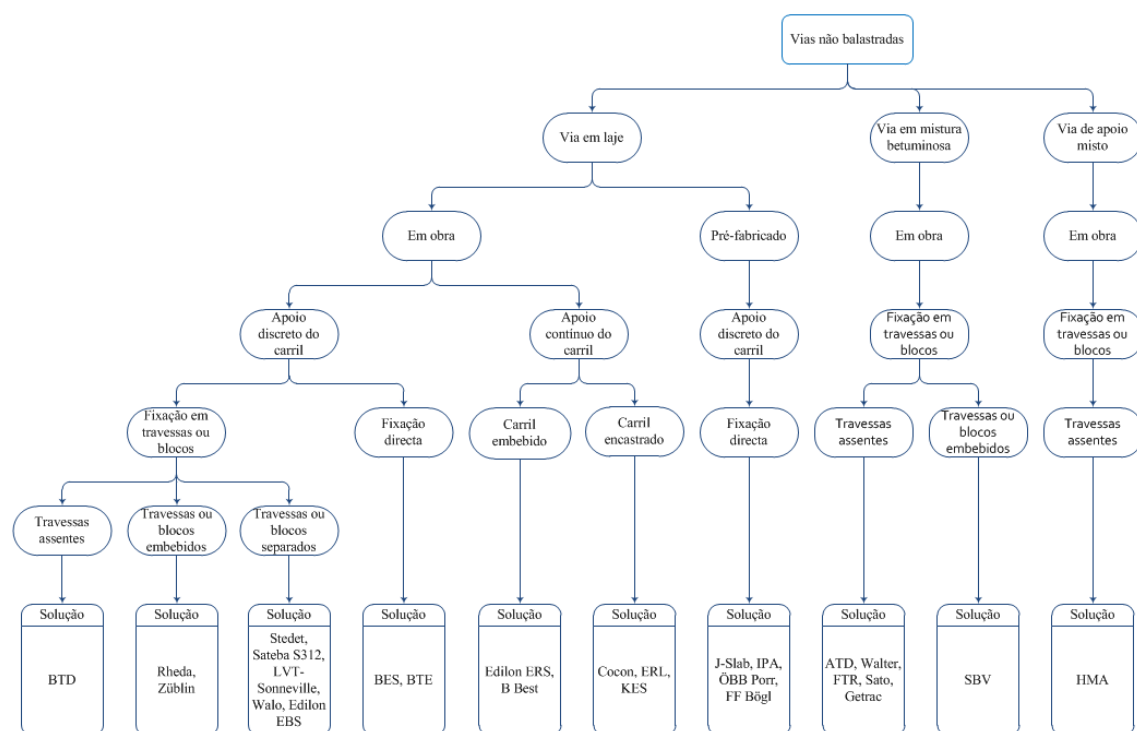


Figura 2.13 - Diagrama organizativo dos vários tipos de superestrutura de via não balastrada (Marques, J. 2013)

Na dissertação não são abordados todos os tipos de via não balastrada referidos na Figura 2.13 por irem para além do estudo pretendido mas apenas os que apresentam as melhores características à utilização em alta velocidade e elevadas cargas.

2.5.2 Via não balastrada em mistura betuminosa

Nas vias não balastradas em betuminoso, os carris são apoiados em travessas de betão armado que estão assentes directamente numa camada betuminosa (Paixão & Fortunato, 2009).

Da conjugação dos conhecimentos obtidos na construção de vias rodoviárias e ferroviárias resultou a via não balastrada em betuminoso.

O asfalto utilizado nas vias ferroviárias resulta da mistura do betume com o agregado mineral e variando a quantidade de betuminoso ou as dimensões do agregado conseguem-se asfaltos com diferentes características. Enquanto o asfalto das rodovias é resistente à fricção e ao desgaste, o das vias ferroviárias é resistente à deformação e apresenta elevada estabilidade estrutural e durabilidade. Desta forma cumpre os requisitos para as vias de alta velocidade ou transporte de mercadorias.

Devido à camada betuminosa ser colocada por pavimentadoras, consegue-se uma precisão da geometria na ordem de ± 2 mm. Após o arrefecimento pode suportar cargas, o que permite uma rápida construção, com colocação de travessas e carris, sem dispêndio de tempo em ajustes na direcção vertical.

Relativamente a pequenas reparações não é necessário a demolição e a posterior reconstrução da estrutura por ser possível a reutilização da mistura betuminosa e a substituição de travessas.

Na década de 1980 a Alemanha iniciou a construção de troços experimentais e desde essa data a empresa ferroviária DB – Deutsche Bahn AG já reconheceu os sistemas de vias não balastradas em betuminoso SATO (FFYS), ver Figura 2.14, SATO (FFBS-ATS), SBV, ATD, WALTER, GETRAC.

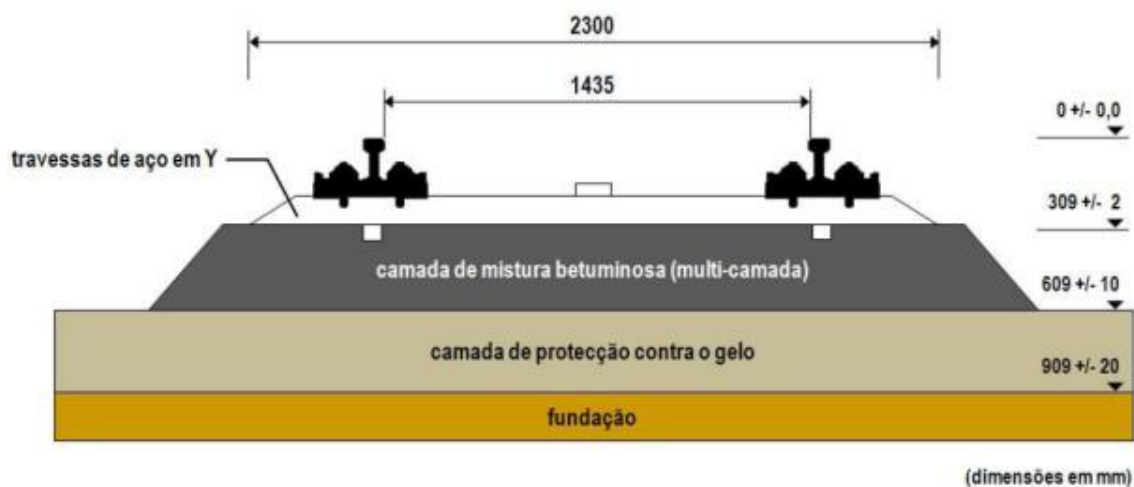


Figura 2.14 - Perfil transversal esquemático da solução SATO (Paixão & Fortunato, 2009)

O perfil transversal esquemático da solução ATD com travessa bi-bloco apresenta-se na Figura 2.15.

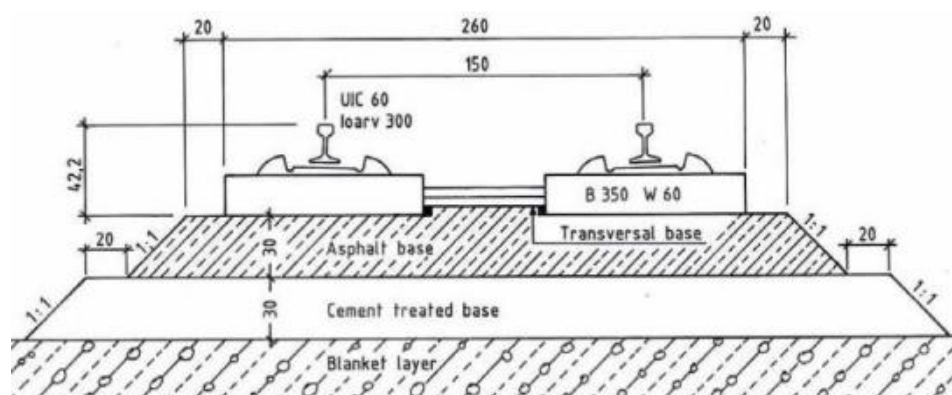


Figura 2.15 - Perfil transversal esquemático da solução ATD com travessa bi-bloco (Lechner, 2005)

O perfil transversal esquemático da solução WALTER apresenta-se na Figura 2.16.

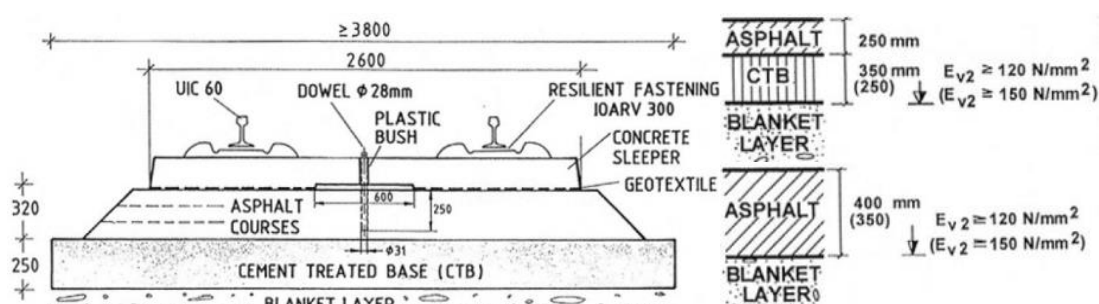


Figura 2.16 - Perfil transversal esquemático da solução WALTER e as estruturas alternativas (Leykauf et al., 2006b)

O perfil transversal esquemático da solução GETRAC A1 apresenta-se na Figura 2.17.

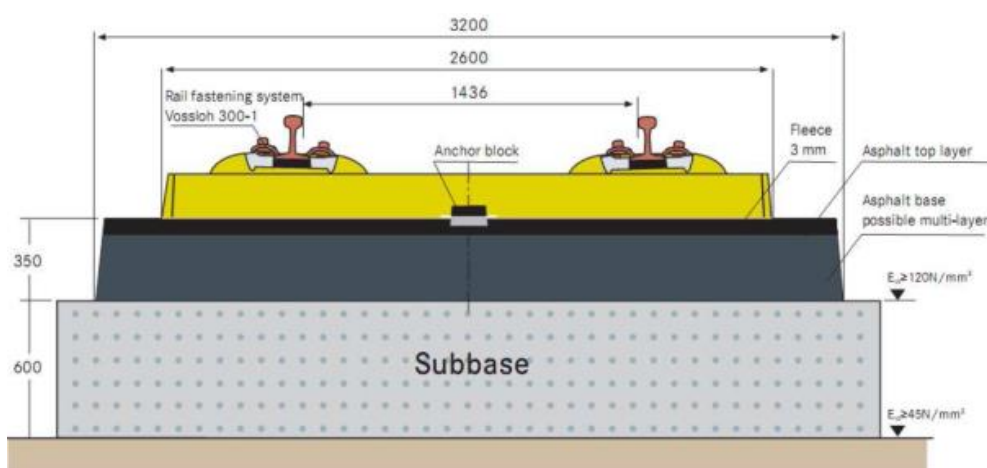


Figura 2.17 - Perfil transversal esquemático da solução GETRAC A1 (Rail.One, 2007a)

As vias em betuminoso apresentam deformações a longo prazo, sendo necessário proceder à revisão da geometria, o que compromete o esforço da redução dos custos de manutenção.

As características do betuminoso permitem a absorção de ruído e de vibrações. A colocação de balastro não estrutural entre as travessas permite uma redução adicional de ruído e protege o betuminoso contra o calor e os raios UV, para além de reduzir o efeito dos esforços horizontais longitudinais e transversais.

Prevê-se uma vida útil das camadas betuminosas entre os 50 e 60 anos, mas que só é possível com medidas de protecção contra o envelhecimento.

2.5.3 Via não balastrada em laje

Introdução

Nas vias em laje os carris são apoiados em travessas de betão armado assentes ou embebidas numa laje de betão armado ou fixadas directamente na laje, (Paixão & Fortunato, 2009).

A maioria das vias apresenta períodos de vida útil que se espera que rondem os 60 anos, praticamente sem necessitar de operações de conservação, (Paixão & Fortunato, 2009).

São muitas as soluções de via em laje pelo que apenas são desenvolvidos o sistema Shinkansen Slab Track e Rheda.

J-Slab Track

Na década de 1970 o Japão iniciou a construção de vias em laje e assumiu a designação de Shinkansen Slab Track, o mesmo nome dado à rede de alta velocidade.

A laje de betão armado pré-esforçado transversalmente é pré-fabricada tendo os painéis 4,93 m ou 4,95 m de comprimento por 2,22 m ou 2,34 m de largura e 0,16 m ou 0,19 m de espessura, pesando cerca de 5 toneladas. O espaçamento entre os apoios é de 0,65 m e a abertura de junta de 0,05 m, ver Figura 2.18.

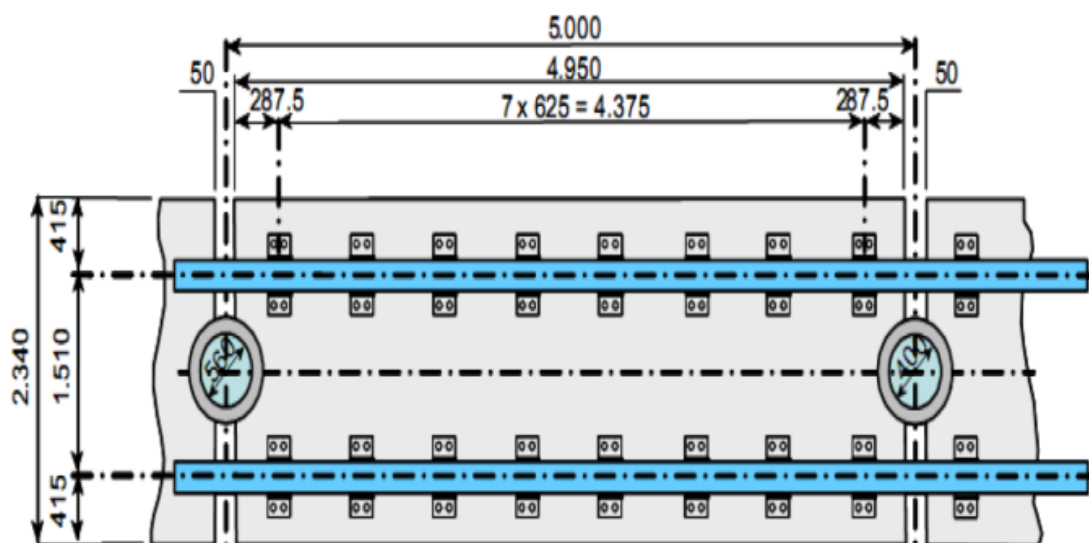


Figura 2.18 - Esquema da solução japonesa J-Slab, vista de cima (Esveld, 2003)

A qual assenta sobre uma camada de apoio em betão de cimento em que a geometria é obtida utilizando roscas de regulação.

Entre a laje e a camadas de apoio em betão é injectada uma argamassa betuminosa através de vários orifícios na laje. A resiliência conferida à via não é tida em conta no dimensionamento.

Entre os painéis, de 5 m em 5 m, na construção, são deixados blocos cilíndricos por forma a não permitir movimentos transversais nem longitudinais, ver Figura 2.19.

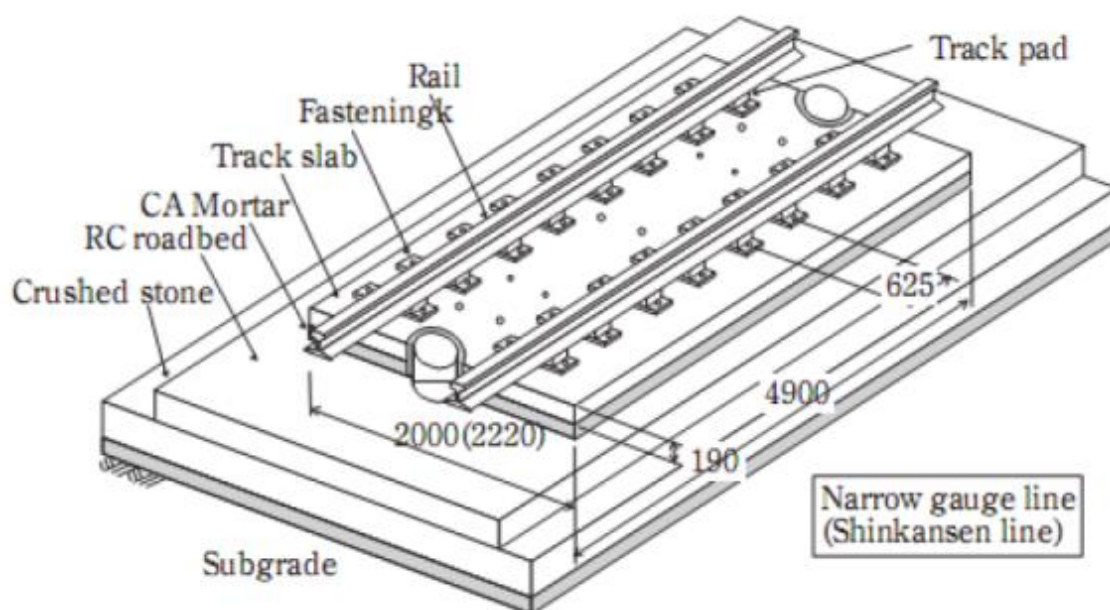


Figura 2.19 - Esquema da solução japonesa J-Slab, vista lateralmente (Ando et al., 2001)

Rheda

Em 1972 a Alemanha fez a primeira aplicação de uma via em laje e assumiu a designação de Rheda, o mesmo nome da estação a onde foi aplicada, a qual tem sido continuamente melhorado.

Em baixo apresenta-se a Rheda Classic, a Rheda Sengeberg, a Rheda Berlin e a Rheda 2000® que é a solução mais desenvolvida e a única que é patenteada.

Foram desenvolvidas muitas outras soluções Rheda e Rheda Berlin que não se apresentam por não terem atingido o mesmo sucesso.

Rheda Classic

A Rheda clássica corresponde à primeira aplicação de 1972.

Foi uma via em que circulou um elevado volume de tráfego e manteve um bom comportamento, não necessitando de grandes trabalhos de conservação, a não ser a as operações de esmerilagem dos carris.

A laje de betão armado, de 0,14 m de espessura, é construída em obra. Na qual de 0,60 m em 0,60m são embebidas travessas monoblocos de betão armado pré-esforçado em que a geometria é obtida utilizando roscas de regulação. Através de orifícios longitudinais na travessa é colocada uma armadura longitudinal que melhora as características do sistema.

A laje assenta sobre uma camada de fundação de 0,20 m de espessura e que por sua vez assenta sobre uma camada de material granular tratado com um ligante hidráulico, ver Figura 2.20.

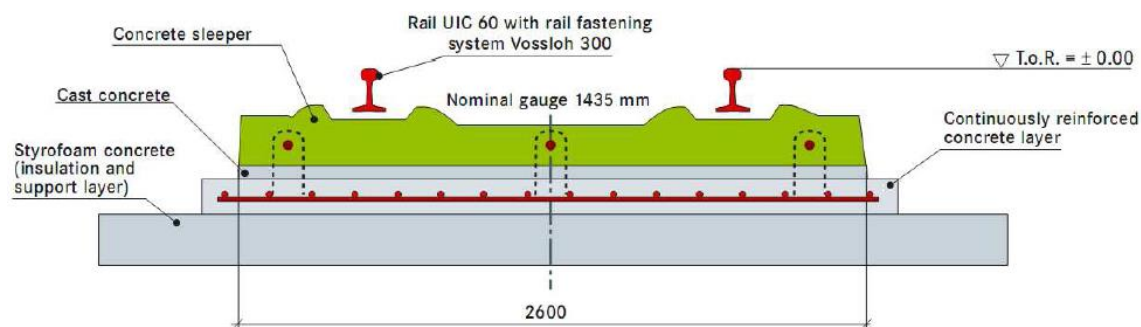


Figura 2.20 - Perfil transversal esquemático da solução Rheda Classic (Pfleiderer, 2003)

Este sistema tem custos de construção inferiores às soluções pré-fabricadas.

Rheda Sengeberg

A Rheda Sengeberg corresponde à aplicação em túnel do mesmo nome em 1989.

Primeiro coloca-se uma laje com muretes laterais de betão armado que servem de cofragem para colocar a armadura e as travessas com posterior envolvimento de betão não estrutural. Constituindo um elemento monolítico de betão.

Esta solução foi desenvolvida com o objectivo de conseguir uma maior mecanização pois os muretes eram utilizados pelos veículos durante a construção, ver Figura 2.21.

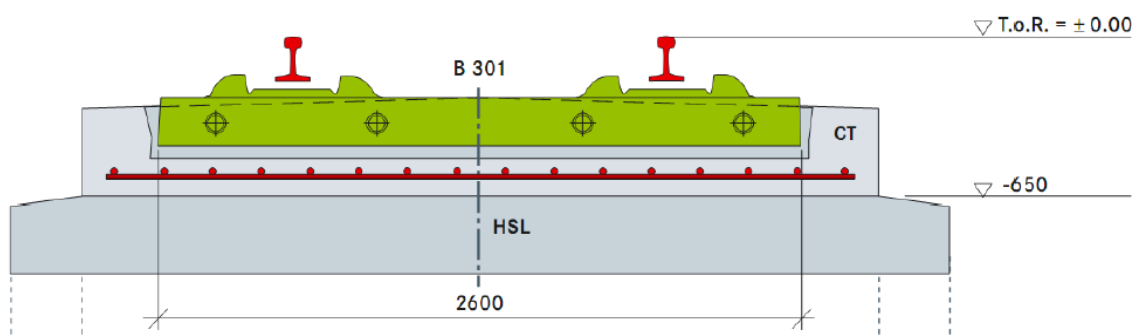


Figura 2.21 - Perfil transversal esquemático da solução Rheda Sengeberg (Pfleiderer, 2003)

Esta solução apresenta problemas ainda na betonagem com formação de bolhas de ar sob as travessas. E à entrada de água nas juntas entre a laje de betão armado e os muretes laterais.

Rheda Berlin

A Rheda Berlin foi aplicada na remodelação das linhas S-Bahn de Berlim em 1994.

A primeira versão de Rheda Berlin, é semelhante à Rheda Sengeberg, em que a travessa monolítica é substituída por uma travessa bi-bloco ligada por armadura de aço. Há melhorias no processo construtivo mas continua a apresentar os mesmos problemas da Rheda Sengeberg, ver Figura 2.22.

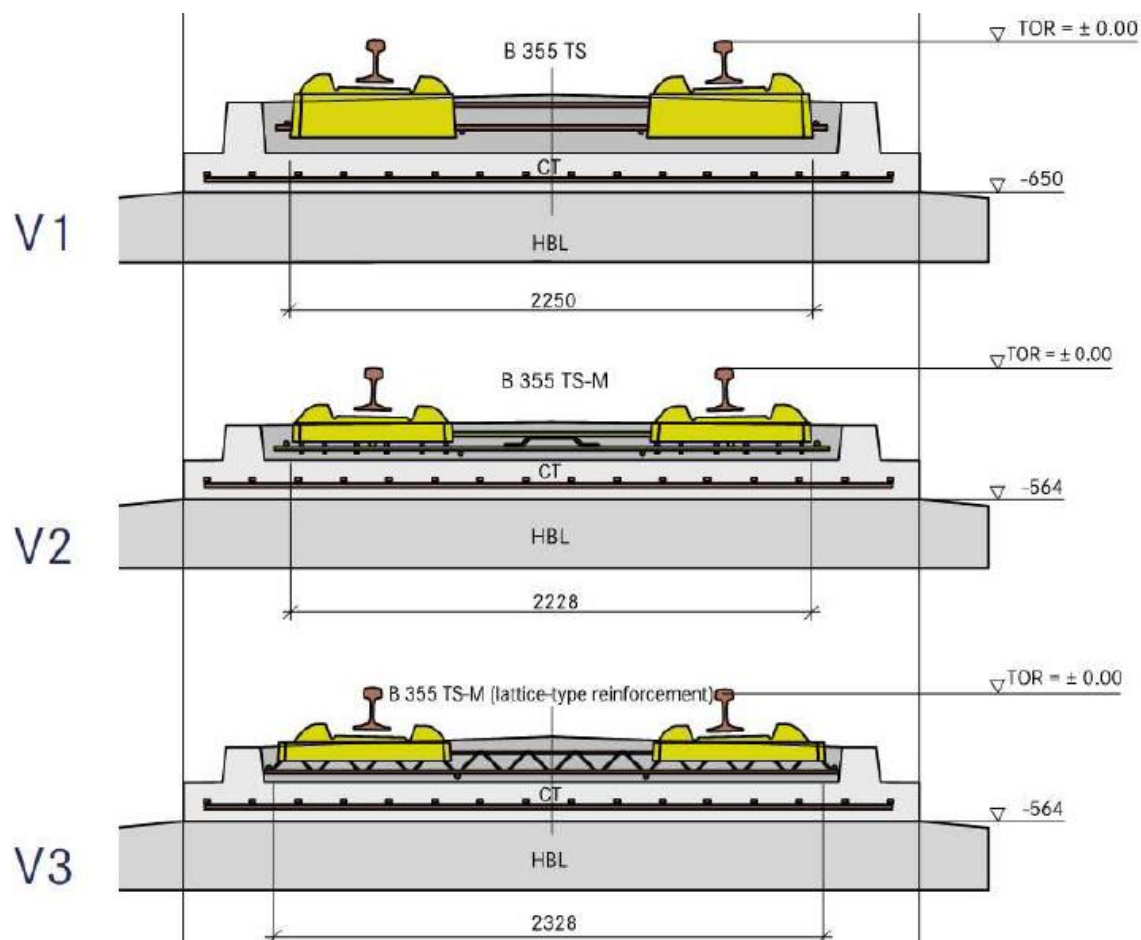


Figura 2.22 – Evolução da Rheda Berlin, V1 em 1994, V2 em 1996, V3 em 1997 (Rail.One, 2006)

O aperfeiçoamento ocorreu ao nível da travessa bi-bloco. São mais largas, de peso inferior e unidas transversalmente por treliça de varões de aço. Esta solução confere uma melhor ligação à laje o que aumenta a resistência da via e diminui a formação de bolhas de ar sob as travessas.

Esta solução ainda apresenta o problema da entrada de água nas juntas entre a laje de betão armado e os muretes laterais.

Rheda 2000®

A Rheda 2000® é a versão mais recente e avançada deste sistema, sendo a via em laje de maior aplicação em diversos países (Rail.One, 2007b).

As especificações técnicas das travessas bi-bloco modificadas apresentam-se na Figura 2.25.

Specifications: <ul style="list-style-type: none"> ■ Concrete ■ Weight w/o fast. with fast. ■ Lattice truss reinforcement 	B60 (acc. to TL) approx. 163 kg approx. 183 kg approx. 3 kg/m	Certification of approval: General approval of the German Federal Railway Authority (EBA) of 28 Apr 99 Proprietary Rights: Patent pending	Modifications: Altering the measurements ¹⁾ and using additional fittings allows for use of auxiliary rails, safety/guide rails, conductor rail assembly
--	--	--	---

Figura 2.25 - Especificações técnicas das travessas bi-bloco modificadas, B355 W60M

Os carris são fixados aos bi-blocos através do sistema de fixação, de elevada elasticidade, Vossloh 300, ver Figura 2.26.

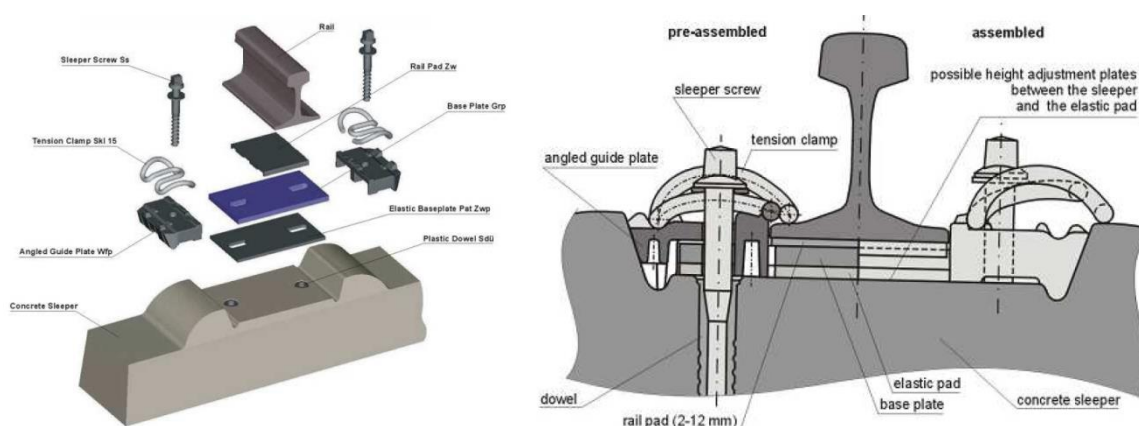


Figura 2.26 - Pormenor do sistema de fixação 300 da Vossloh, indicado para via em laje (Winter, 2007)

Outras soluções

Existem muitas outras vias em laje que devido à sua importância merecem uma breve referência.

Züblin

Em 1974 inicia-se o desenvolvimento desta solução muito semelhante à Rheda com o objectivo de mecanização do processo produtivo.

É uma solução em que na laje de betão armado, sem juntas, estão embebidas travessas bi-bloco pré-fabricadas unidas por uma treliça que permite uma correcta geometria. As fixações usualmente utilizadas são Vossloh 300.

Este sistema difere em relação à Rheda 2000[®] no posicionamento da armadura de aço. Os varões de aço são colocados numa posição mais próxima do fundo da laje e não na linha neutra. Ao mesmo tempo que mantém o controlo da abertura de fendas aumenta a resistência à flexão e assim apresenta um melhor comportamento em solos com menor capacidade resistente, ver Figura 2.27.

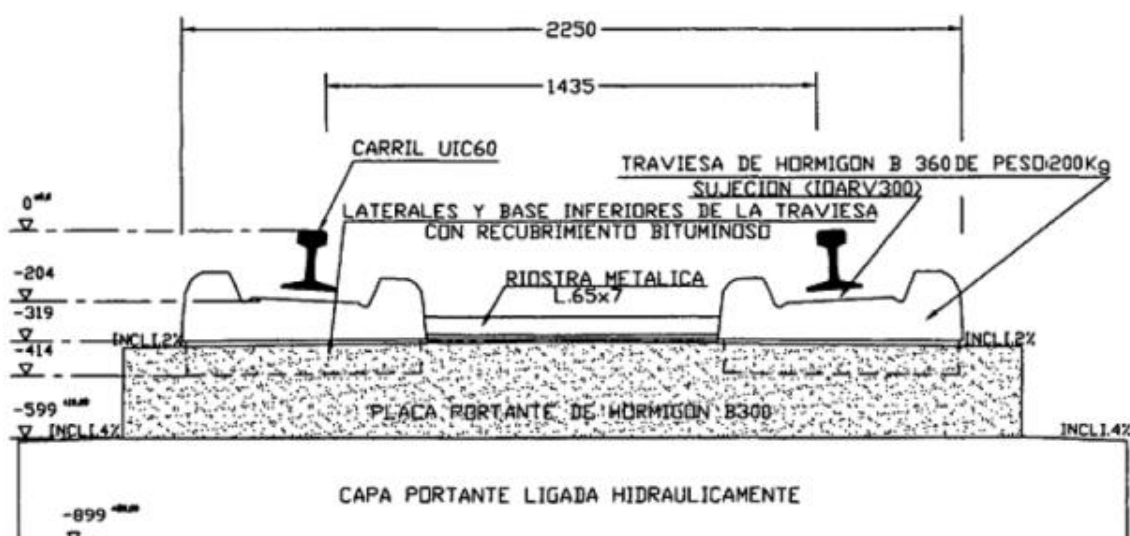


Figura 2.27 - Perfil transversal esquemático da solução Züblin (Escolano Paul, 1998)

A secção da armadura longitudinal é geralmente 0,8% a 0,9% da secção da laje, o que possibilita o controlo de fendilhação com aberturas médias inferiores a 0,3 mm e a espaçamentos máximos de 2 m.

BTE

É uma via em laje em betão armado, desenvolvida pela Züblin, em forma de travessa contínua. Os carris são fixados à laje através de fixadores colocados directamente, ver Figura 2.28.

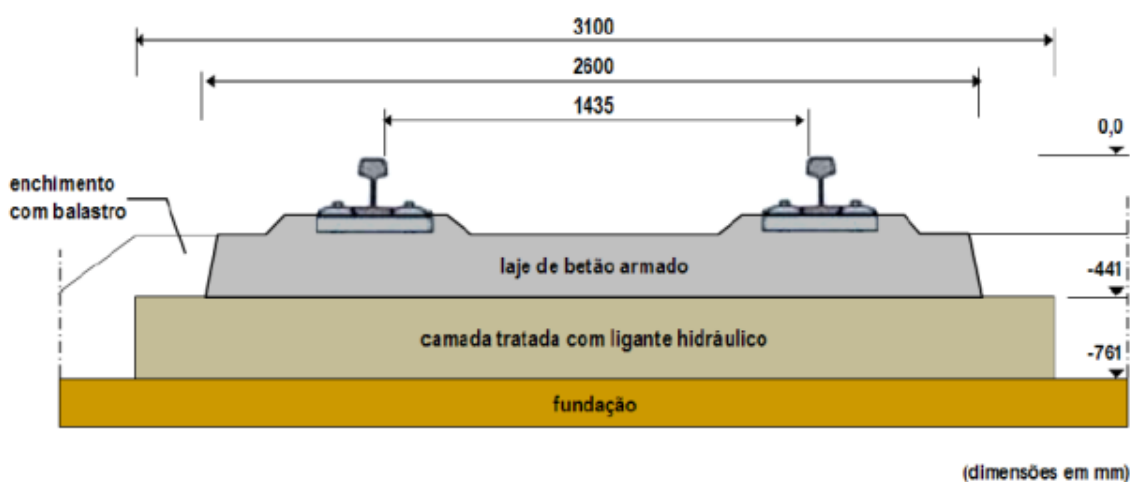


Figura 2.28 - Perfil transversal esquemático da solução BTE (Paixão & Fortunato, 2009)

Hochtief / Schreck-Mieves / Longo

É uma solução em que na laje de betão armado estão embebidas travessas bi-bloco pré-fabricadas. A fixação dos carris aos blocos é assegurada por chumbadouros.

Para reduzir a fendilhação o betão da laje de betão armado é reforçado com fibras de aço.

ÖBB-Porr

A Austríaca ÖBB e a Alemã Porr conceberam uma laje pré-fabricada que assenta numa camada resiliente.

A laje de betão armado é pré-fabricada tendo os painéis 5,16 m de comprimento por 2,40 m e 0,16 m a 0,24 m de espessura. O espaçamento entre os apoios é de 0,65 m.

Existem duas aberturas, uma na metade esquerda e outra na metade direita do painel, ambas com 0,91 m no sentido longitudinal e 0,64 m no sentido transversal. Que em obra são preenchidas por betão de forma a transmitir os esforços transversais e longitudinais à estrutura que a suporta, ver Figura 2.29.

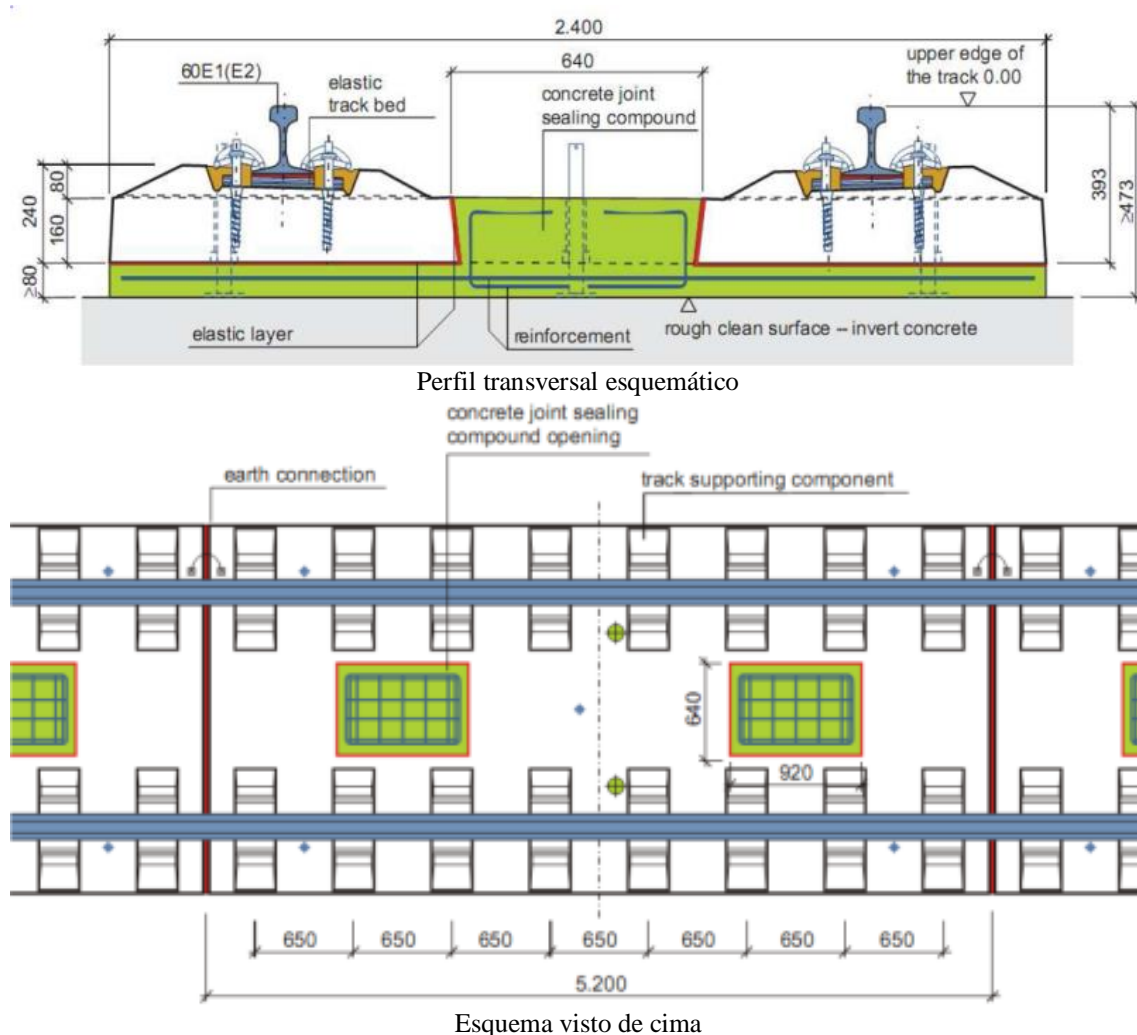


Figura 2.29 – Esquema visto de cima e perfil transversal da laje ÖBB-Porr (Porr, 2006)

Bögl

Em 1977 construiu-se um troço de 430 m de extensão que recebeu tráfego ferroviário à velocidade de 160 km/h. Troço que não necessitou de reparações ou grandes cuidados de manutenção.

Em 1999 construiu-se um troço de 735 m de extensão, que apresentou um comportamento uniforme, com transferência uniforme das cargas através das camadas resistentes, em 2003 foi usado pela primeira vez numa extensão de 35 km.

A laje de betão armado é pré-esforçada na direcção transversal e com armadura ordinária na direcção longitudinal. Os painéis têm 6,45 m de comprimento por 2,50 m ou 2,80 m de largura e 0,20 m de espessura, pesando quase 9 toneladas.

O betão utilizado é da classe C45/55 podendo ser reforçado com fibras de vidro. O formato da laje simula a existência de travessas embebidas e entre estas são criados sulcos para controlo das fendas. As pequenas aberturas têm como função introduzir fendilhação no interior destas aberturas e não noutros locais, o que é um processo de controlo de fendilhação.

Os carris são fixados através de fixadores na própria laje, nas travessas simuladas.

A laje assenta sobre uma camada de betão de cimento ou sobre uma camada tratada com ligante hidráulico em que a geometria é obtida utilizando roscas de regulação, ver Figura 2.30.

Entre a laje e a camadas de apoio em betão é injectada uma argamassa betuminosa através de vários orifícios na laje. A resiliência conferida à via não é tida em conta no dimensionamento.

Nas extremidades dos painéis são deixados varões de rosca em aço, que são ligados por grampos de amarração em que se aplica pós tensão e depois são protegidas com betão.

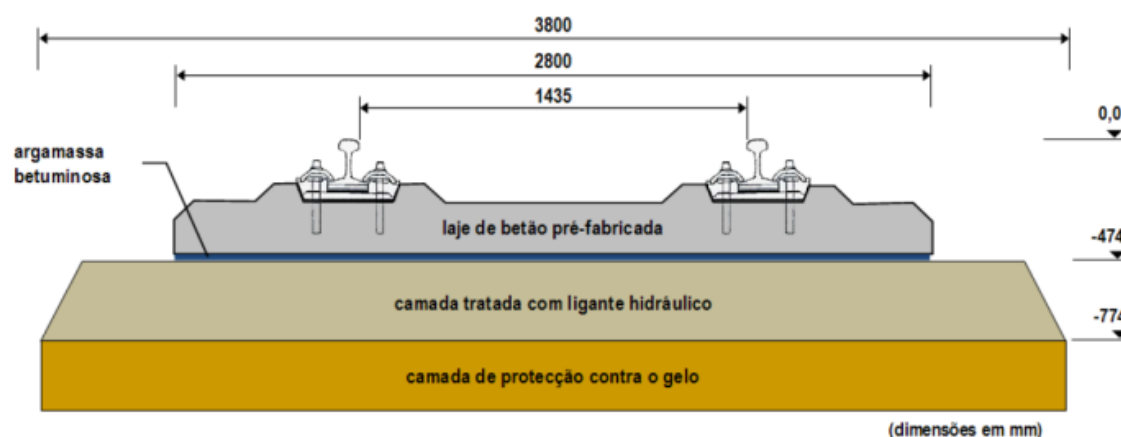


Figura 2.30 - Perfil transversal esquemático da solução FF Bögl (Paixão & Fortunato, 2009)

BES

É uma via em laje em betão armado continua em que os carris são fixados à laje através de fixadores colocados por vibração, ver Figura 2.31.

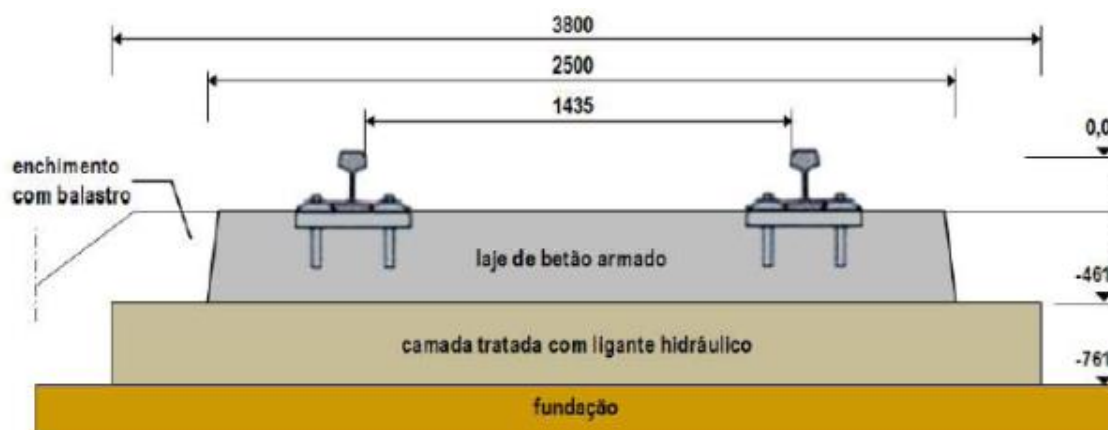


Figura 2.31 - Perfil transversal esquemático da solução BES Heilit & Woerner (Paixão & Fortunato, 2009)

BTD

É o único caso de via não balastrada em que as travessas não são embebidas no betão, são colocadas simplesmente sobre a laje de betão armado.

As travessas de betão pré-esforçado são fixadas à laje de betão armado através de um orifício, no centro da travessa, em que se coloca um chumbadouro que pode ser um gancho metálico ou pode ser enroscada uma cavilha de aço.

A BTD apresenta como vantagem a facilidade de reparação ou substituição de elementos de via, ver Figura 2.32.

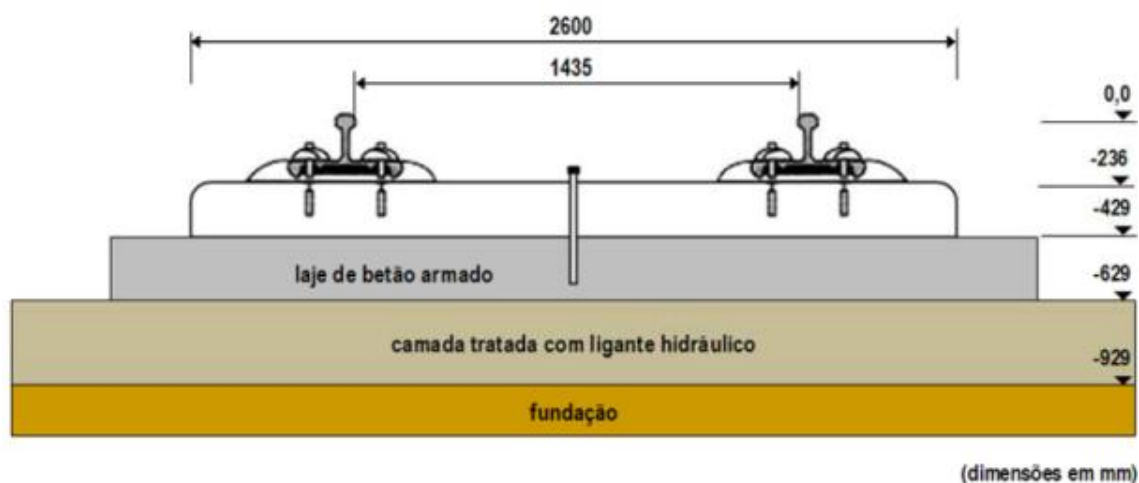


Figura 2.32 - Perfil transversal esquemático da solução BTD (Paixão & Fortunato, 2009)

AFTRAV

A AFTRAV em Espanha desenvolveu uma via em laje, com o mesmo nome, que patenteou em 2008 e ainda não existem informações sobre aplicações deste sistema.

A laje de betão armado é pré-fabricada tendo os painéis entre 5,00 m e 6,00 m de comprimento por 2,00 m a 2,80 m de largura e 0,15 m a 0,25 m de espessura. O espaçamento entre os apoios é de 0,65 m.

A laje de betão armado pré-fabricada é pré-esforçada nas direcções longitudinais e transversais e dispõem de seis aberturas com 0,30 m de diâmetro, ver Figura 2.33.

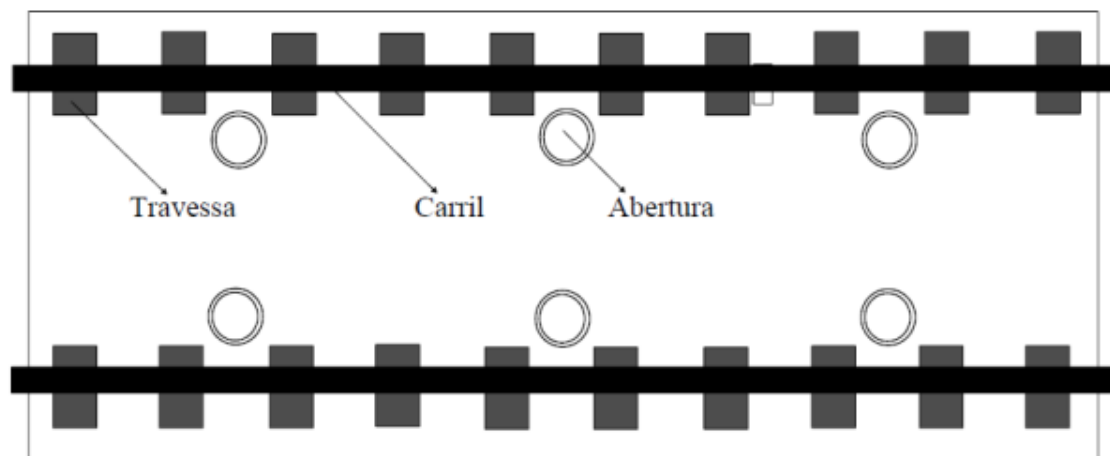


Figura 2.33 - Via AFTRAV

A laje pré-esforçada vai assentar sobre outra laje, sendo independentes, tem um espaçamento de 0,04 m e é preenchida com argamassa auto-compactável com função de regularizar a camada de suporte. Sobre esta assenta sobre um elastómero, com uma espessura superior a 3 mm que fornece elasticidade à camada superior.

As lajes são independentes e a junta de 0,04 m é preenchida com argamassa auto-compactável com função de regularizar a camada de suporte. Sobre esta assenta sobre um elastómero, com uma espessura superior a 3 mm que fornece elasticidade à camada superior.

Os carris podem apresentar dupla fixação, que permite a bitola ibérica e a europeia, bastando para isso alterar a posição do sistema de fixação.

Via de carril embebido

Na via de carril embebido em laje de betão armado o apoio do carril é contínuo. O que exige controlo rigoroso da geometria em consequência de que a posição da laje de betão condiciona a posição final dos carris, ver Figura 2.34.

Na construção são deixados sulcos em forma de U onde no interior são instalados os carris e a cabeça do carril à superfície. O carril é envolvido por compostos elásticos que permitem uma redução de ruído e vibrações. Para diminuir o consumo do composto elástico introduz-se um tubo que pode ser usado para passar cabos.

A armadura longitudinal da laje garante uma rigidez de flexão bastante elevada o que previne os efeitos do assentamento do solo de suporte.

No carril embebido o comportamento dinâmico difere bastante do comportamento das vias sobre apoios discretos. Apresenta uma melhor distribuição de esforços e evita as forças geradas pelos efeitos dinâmicos devido a momentos flectores secundários entre os apoios discretos.

A secção é constante o que leva a que a rigidez vertical seja sensivelmente constante, associado à redução das acções dinâmicas, aumenta a vida útil dos carris e reduz os custos de manutenção.

A via de carril embebido pode ser aplicada desde metros ligeiros até linhas de alta velocidade e apresenta a vantagem de permitir a circulação de veículos rodoviários sobre a via. Mas uma das limitações é a aplicação em pontes ou viadutos extensos.

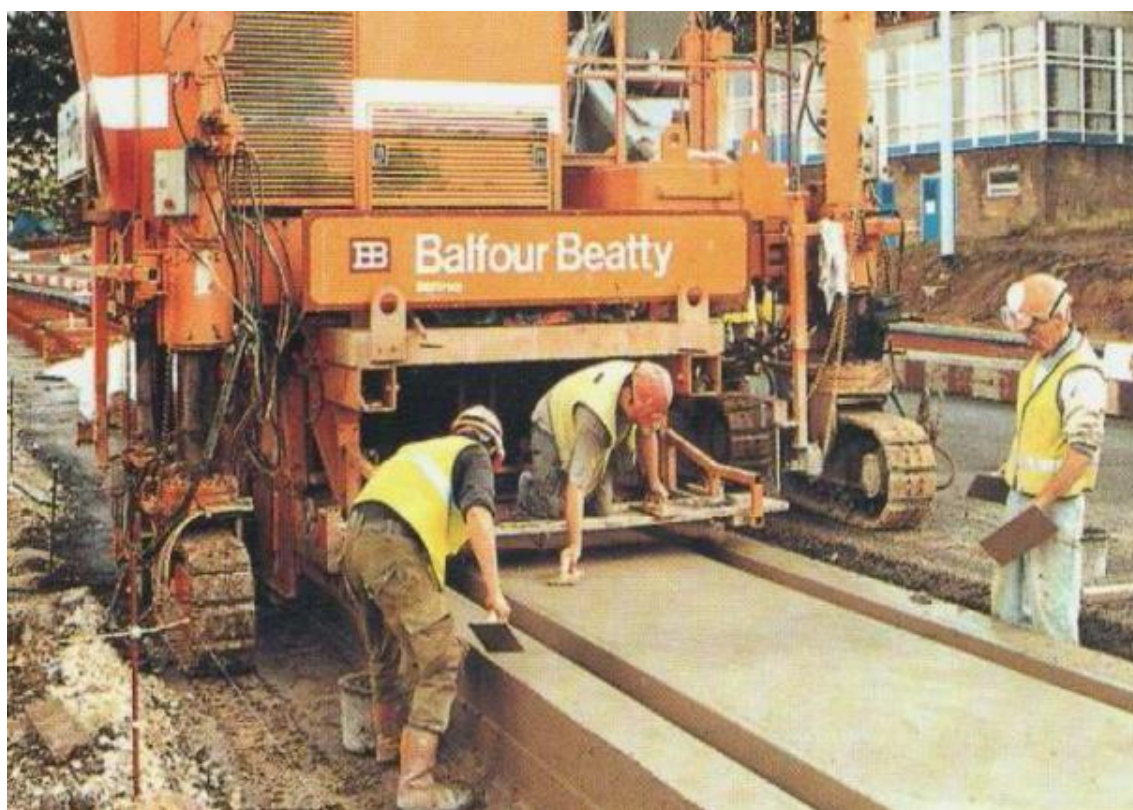


Figura 2.34 - Execução da laje com sulcos longitudinais para instalação dos carris (Penny, 2003)

O carril embebido aumenta as dificuldades na realização das operações de conservação, reabilitação e de renovação da via. Condiciona a operação de esmerilagem do carril e a reparação ou substituição de carris ou outros elementos é demorada e com maiores custos.

O custo de construção desta via embebida é superior ao das vias em laje com apoios discretos.

2.6 Via de apoio misto

As vias de apoio em que se incluem diferentes tipos de materiais denominam-se vias de apoio misto. Normalmente a camada de sub-balastro, sob o balastro, é substituída por uma camada de mistura betuminosa ou é adicionado um ligante hidráulico ao agregado granular, utilizado geralmente como sub-balastro.

Existem diversas soluções de apoio misto sendo algumas utilizadas em vias de alta velocidade com maior enfoque em Itália.

Este tipo de vias está a um nível intermédio de desenvolvimento tecnológico entre as vias não balastradas e balastradas. O custo de construção destas vias é superior à via balastrada e inferior à via não balastrada. Os custos de manutenção são menores que os da via balastrada mas superiores ao da via não balastra.

2.7 Considerações finais

A via não convencional ainda começa a dar os primeiros passos e utiliza tecnologia de ponta em desenvolvimento, para além de ser uma tecnologia que ainda não permite o transporte de mercadorias.

A via balastrada é uma tecnologia madura, de eficácia comprovada, custos de construção relativamente menos dispendiosos que o das estruturas alternativas. No entanto, estas estruturas estão sujeitas a elevada manutenção com reposição de balastro e alinhamento de via a cada dois anos e um período de vida estimado em 30 anos.

As vias não balastradas, surgiram com a necessidade de ultrapassar as limitações da via balastrada, dando uma maior estabilidade à via, permitindo uma maior segurança para a circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas, associado à redução de custos de conservação. Destas alternativas a que mais se tem vindo a destacar ou mesmo a impor é a via em laje.

A via em laje construída em obra apresenta um custo de construção inferior às soluções pré-fabricadas. Para além de apresentar uma melhoria na qualidade da laje, consegue uma grande adaptabilidade a terraplanagens com solos de diferentes qualidades, a tuneis e a pontes ou extensos viadutos, ou seja, obtêm-se uma via uniforme. São vias que mesmo com a circulação de um elevado volume de tráfego, mantêm um bom comportamento, não necessitando de grandes trabalhos de conservação, a não ser as operações de esmerilagem dos carris para um período de vida estimado em 60 anos.

Actualmente o dimensionamento da fundação e do leito de via ou coroamento é feito para um período de 100 anos, a via balastrada para um período estimado de 30 anos e a via em laje para 60 anos. Podemos concluir que, de forma aproximada, a via balastrada está subdimensionada em 70 anos e a via em laje em 40 anos (Marques, J. 2013).

A circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas requer mais estabilidade da via, por forma a conferir segurança para a circulação, à qual a via balastrada tem dificuldade em responder enquanto a via em laje aparece como a solução natural. A opção pela via em laje, não é mais vezes tomada, devido ao seu elevado preço de construção (Marques, J. 2013).

3 Modelação de vias ferroviárias

3.1 Introdução

Neste capítulo é feita a abordagem dos itens principais com destaque para a modelação da via em laje, ver Figura 3.1.

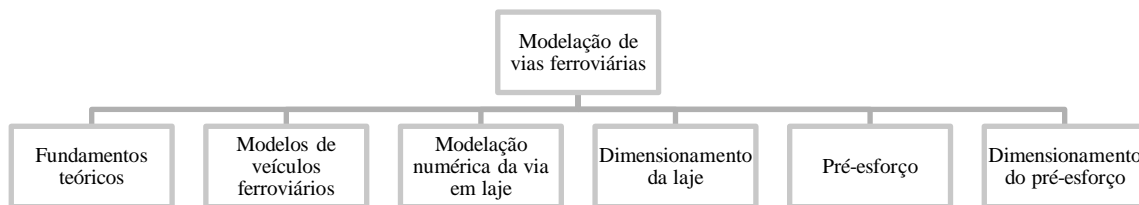


Figura 3.1 - Modelação de vias ferroviárias (Marques, J. 2013, adaptado)

3.2 Fundamentos teóricos

3.2.1 Introdução

“Um modelo é um sistema físico, matemático ou lógico que representa as estruturas essenciais de uma realidade permitindo compreendê-la ou reproduzi-la”, dicionário da Academia das Ciências de Lisboa.

Os métodos de cálculo, de um modelo, dividem-se em numéricos e analíticos os quais apenas são válidos em análise linear.

Os métodos numéricos são utilizados quando se pode representar aproximadamente o problema num modelo matemático, no qual se incluem os métodos por elementos finitos, discretos, de contorno entre outros.

O método por elementos finitos é o método numérico mais utilizado. Diversos problemas com importância para a Engenharia podem ser descritos em termos de equações com derivadas parciais. Com exceção de alguns casos particulares, não é possível obter uma solução analítica exacta para estes problemas. A generalização de meios de cálculo automático potentes tem possibilitado o recurso cada vez mais frequente ao Método dos Elementos Finitos.

Os métodos por elementos discretos são métodos numéricos capazes de descrever o comportamento de corpos e de materiais descontínuos. É um método que permite a modelação dos materiais obtendo uma modelação mais realista do que a do método por elementos finitos. A longo prazo poderá ser um método complementar ao de cálculo por elementos finitos.

O método por elementos de contorno é um método numérico que apenas discretiza, em formas geométricas menores, a estrutura no seu contorno e não na totalidade da estrutura, diminuindo o

número de incógnitas. O que é uma vantagem numérica em relação à utilização de elementos finitos.

Por forma a solucionar os problemas de propagação de ondas no tempo e para considerar a interacção entre solo e estrutura ferroviária, acoplaram elementos finitos com elementos de contorno (O'Brian & Rizos 2005).

O cálculo dinâmico de estruturas pode ser feito no domínio do tempo, o que permite atender à não linearidade geométrica e material da estrutura, ou da frequência, que não permite atender à não linearidade geométrica e material da estrutura mas é mais rápido.

3.2.2 Modelos de vias ferroviárias

Para evitar a complexidade e a demora nos cálculos, na modelação das vias ferroviárias, considera-se a homogeneidade da via. O que leva a não se considera a heterogeneidade da fundação, a variação do espaçamento entre travessas em recta e em curva, desvios, entre outras situações. No caso da via balastrada também não se considera a existência de vazios entre travessas e balastro e a heterogeneidade do próprio balastro. Os principais problemas na modelação da via ferroviária são a complexidade do comportamento dos materiais que a constituem, o elevado número de contacto entre os vários componentes da via e a elevada extensão da estrutura (Popp et al. 1999).

A modelação da via ferroviária por elementos finitos pode ser bidimensional ou tridimensional. A modelação bidimensional é utilizada para a analisar o comportamento da estrutura numa das direcções e a tridimensional nas direcções longitudinal, transversal e vertical.

O modelo bidimensional da via ferroviária pode ser considerado como o carril sendo uma viga apoiada em meio elástico, viga de Winkler, ou carril apoiado de modo discreto.

A viga apoiada em meio elástico, de uma forma simplificada, pode ser representada pelo carril assente sobre molas, as quais simulam a rigidez, equivalente, do carril e dos elementos sobre este, ver Figura 3.2 em que C é o módulo de fundação e K_c é a rigidez contínua do apoio.

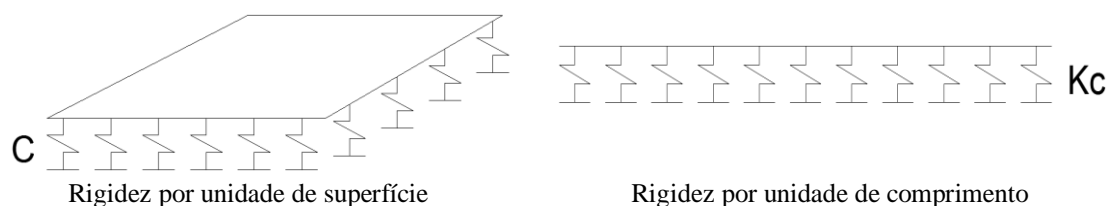


Figura 3.2 -Modelos de via em meio elástico (Marques, J. 2013)

O carril apoiado de modo discreto, de uma forma simplificada, pode ser representado pelo carril apoiado de modo discreto sobre molas espaçadas de e , ver Figura 3.3 em que e é o espaçamento e k é a rigidez de todos os elementos da via subjacentes ao carril.

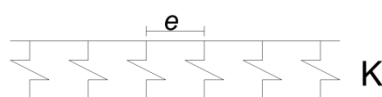


Figura 3.3 - Modelo de via com apoios discretos (Marques, J. 2013)

Recorrendo ao modelo de viga de Winkler a rigidez vertical discreta, k , é o resultado do produto da rigidez vertical continua, K_c , pelo espaçamento dos apoios discretos, como é definido na expressão (3.1),

$$k = K_c \times e \quad (3.1)$$

O grau de complexidade destes modelos está dependente do tipo de análise dinâmica e da informação dos elementos da via.

A rigidez discreta é a rigidez vertical da via em cada apoio, que é obtida a partir da rigidez vertical dos vários elementos constituintes da via.

Para a via balastrada, ver Figura 3.4, é definido na expressão (3.2),

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_{sb}} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_p} \quad (3.2)$$

Em que,

- K é a rigidez discreta do apoio
- K_f é a rigidez da fundação
- K_{sb} é a rigidez do sub-balastro
- K_b é a rigidez do balastro
- K_p é a rigidez da palmilha

Para a via em laje não se recorre à rigidez discreta do apoio da via mas utiliza-se o modelo de viga de Winkler da Figura 3.4.

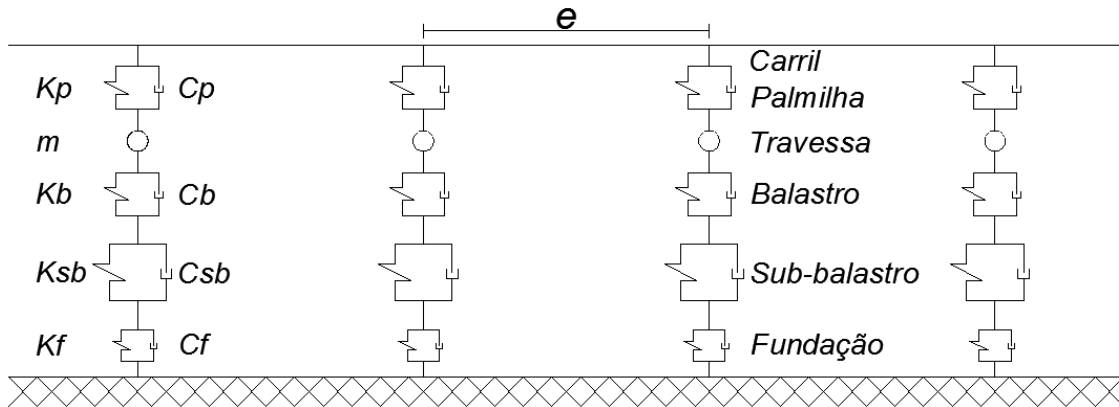


Figura 3.4 - Modelo de via balastrada com apoios discretos (Marques, J. 2013)

Em que,

- e é o espaçamento entre os apoios
- K_p é a rigidez discreta da palmilha
- C_p é o amortecimento discreto da palmilha
- m é a massa da travessa
- K_b é a rigidez discreta do balastro
- C_b é o amortecimento discreto do balastro
- K_{sb} é a rigidez discreta do sub-balastro
- C_{sb} é o amortecimento discreto do sub-balastro
- K_f é a rigidez discreta da fundação

C_f é o amortecimento discreto da fundação

Para estudar a continuidade longitudinal das vias pode-se usar os modelos que consideram as camadas granulares modeladas por elementos de barra ou por elementos de estado plano de tensão.

Os modelos que consideram as camadas granulares por elementos de barra podem considerar as camadas granulares por elementos de barra ou por elementos de barra e massa pontual. Na via balastrada, no caso de se considerar a massa pontual, considera-se a massa pontual no balastro e no sub-balastro.

Nos modelos que consideram a continuidade longitudinal por elementos de estado plano de tensão, a continuidade longitudinal é definida pela consideração de elementos finitos de estado plano de tensão, ver Figura 3.5.

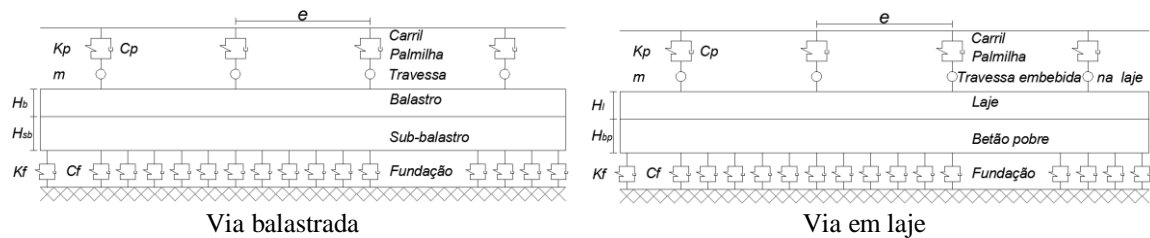


Figura 3.5 - Modelos de via com continuidade longitudinal por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013)

Em que,

- e é o espaçamento entre os apoios
- H_b é a espessura da camada de balastro
- H_{sb} é a espessura da camada de balastro
- h_1 é a espessura da laje de betão
- h_2 é a espessura da camada de betão pobre

Os modelos tridimensionais da via ferroviária por serem mais complexos que os bidimensionais são utilizados em análises do comportamento da estrutura nas três direcções espaciais.

Para análises 3D, da via balastrada, a continuidade longitudinal dos materiais granulares é obtida recorrendo aos elementos sólidos, ver Figura 3.6.

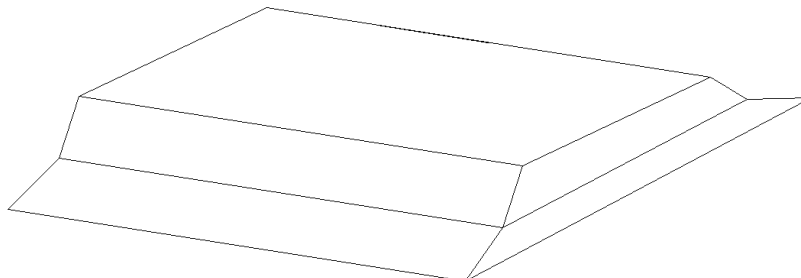


Figura 3.6 – Modelação do sub-balastro e do balastro (Marques, J. 2013)

Para análises 3D, da via não balastrada, recorre-se aos elementos sólidos.

3.3 Modelos de veículos ferroviários

3.3.1 Introdução

Atendendo ao tipo de análise dinâmica os veículos ferroviários são modelados em duas dimensões ou a três dimensões, mas para isso à que classificar e caracterizar os veículos ferroviários.

Nas linhas de alta velocidade europeia, circulam comboios convencionais, regulares e articulados. Nas comboios convencionais cada carruagem tem dois bogies e cada bogie dois eixos, nos regulares as carruagens são articuladas e apoiam sobre um único eixo comum às duas carruagens, nos articulados cada carruagem tem em cada extremidade um bogie de dois eixos comum às duas carruagens, ver Figura 3.7.

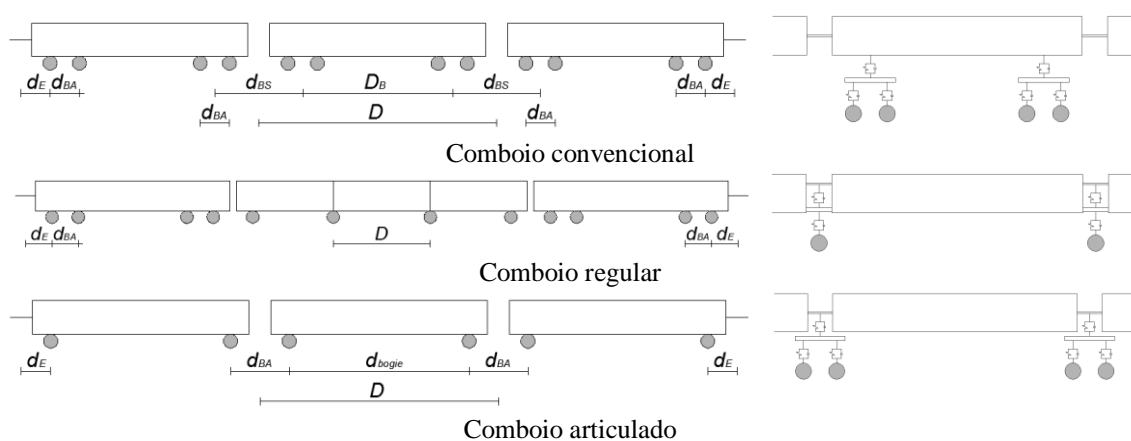


Figura 3.7 - Comboios da linha ferroviária de alta velocidade europeia, adaptado da EN1991-2, 2003

Em que,

D é o comprimento do comboio

D_B é a distância entre bogies do comboio

d_{BA} é a distância entre eixos dentro de um bogie

d_{BS} é a distância entre o centro de dois bogies de comboios consecutivos

d_E é a distância entre o eixo e o engate

Nos comboios convencionais encontra-se o ICE 2, ETR-Y e VIRGIN, nos regulares o TALGO e nos articulados o THALYS, o Eurostar e o TGV (Ruigómez, J. 2012).

Os veículos ferroviários também se distinguem pelas características mecânicas, pelo que a seguir apresentasse os parâmetros mecânicos e geométricos do comboio TGV, ver Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características do comboio TGV (Lei & Mao, 2004)

	Parâmetros	Carruagem
Caixa	Massa – M_c [kg]	53.500
Suspensão secundária	Rigidez – K_2 [N/m]	$3,28 \times 10^6$
	Amortecimento – C_2 [Ns/m]	9×10^4
Bogie	Massa – M_b [kg]	3.260
Suspensão primária	Rigidez – K_2 [N/m]	$1,31 \times 10^6$
	Amortecimento – C_2 [Ns/m]	$3,00 \times 10^4$
Eixo - roda	Massa – M_b [kg]	2.000
	Carga por eixo – P [N]	$1,7 \times 10^5$
Dimensões	Comprimento do veículo – D [m]	-----
	Comprimento do bogie – d_{BA} [m]	3,0
	Distancia entre bogies – d_{bogie} [m]	-----

Neste subcapítulo é apresentada a situação actual dos veículos ferroviários em Portugal, os modelos de cargas segundo a UIC e os modelos de cargas consideradas para o estudo, ver Figura 3.8.

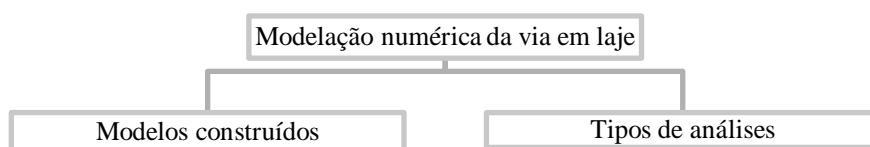


Figura 3.8 - Modelação numérica da via em laje (Marques, J. 2013)

3.3.2 Situação actual dos veículos ferroviários em Portugal

Em Portugal o veículo ferroviário que apresenta velocidades de ponta mais elevado é o Alfa, que liga a capital Portuguesa à capital do Norte de Portugal, apresenta-se o modelo das carruagens na Figura 3.9.



Figura 3.9 – Esquema longitudinal do veículo ferroviário Alfa (Fontul, S. 2012)

A carga máxima distribuída por cada eixo, veículo ferroviário Alfa, à via é de 133 kN, ver Figura 3.10.

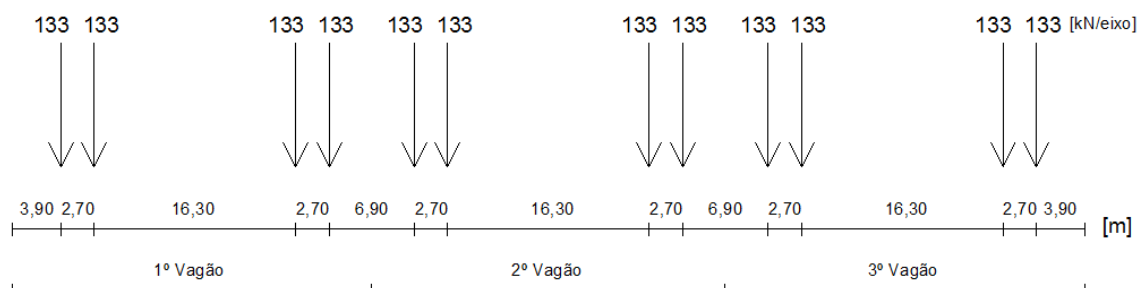


Figura 3.10 - Esquema longitudinal das cargas por eixo do veículo ferroviário Alfa (Marques, J. 2013)

Os outros veículos ferroviários a circular em Portugal apresentam velocidades de ponta inferiores e cargas distribuídas por eixo de valor superior, não ultrapassando os 213 kN por eixo, ver Figura 3.11.

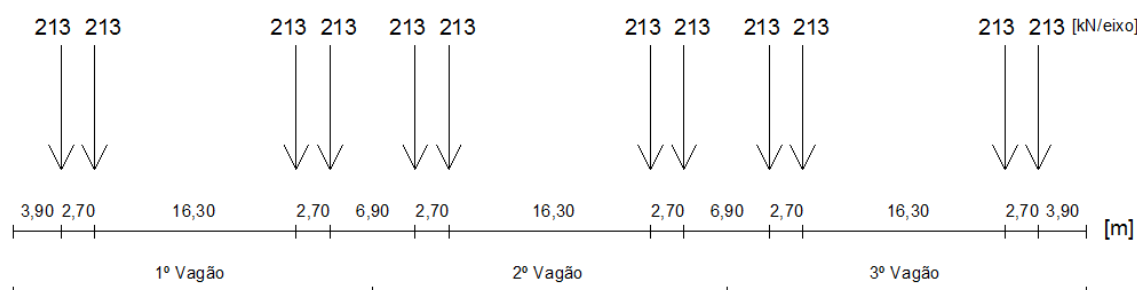


Figura 3.11 – Esquema longitudinal das cargas por eixo dos veículos ferroviários de mercadorias (Marques, J. 2013)

A seguir apresentasse os parâmetros mecânicos e geométricos do comboio Alfa Pendular (Pendolino), ver Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características do comboio Alfa Pendular

Parâmetros		Carruagem
Caixa	Massa – M_c [kg]	38.636
Suspensão secundária	Rigidez – K_2 [N/m]	$10,3 \times 10^6$
	Amortecimento – C_2 [Ns/m]	7×10^4
Bogie	Massa – M_b [kg]	4.750
Suspensão primária	Rigidez – K_2 [N/m]	$2,24 \times 10^6$
	Amortecimento – C_2 [Ns/m]	$3,60 \times 10^6$
Eixo - roda	Massa – M_b [kg]	1.711
	Carga por eixo – P [N]	$1,328 \times 10^5$
Dimensões	Comprimento do veículo – D [m]	25,9
	Comprimento do bogie – d_{BA} [m]	2,7
	Distancia entre bogies – d_{bogie} [m]	19

3.3.3 Modelos de carga segundo a UIC

O veículo tipo de UIC 80 significa que a carga uniforme é de 80 kN/m e as cargas concentradas não são afectadas pelo factor α .

O factor α , que pode ser aplicado aos valores característicos, serve para entrar em conta com os diferentes tipos de volumes e pesos do tráfego ferroviário. Entre os valores possíveis, o factor α pode ser considerado como sendo 0,75 ou 0,83 ou 0,91 ou 1,00 ou 1,10 ou 1,21 ou 1,33 ou 1,46 (EN 1991-2).

O programa de análise estrutural disponibiliza o veículo tipo, UICn, que representa a UIC Europeia de carga ferroviária. Ao qual está associado um factor de escala inteiro que especifica a magnitude da carga uniforme em kN/m, ver Figura 3.12.

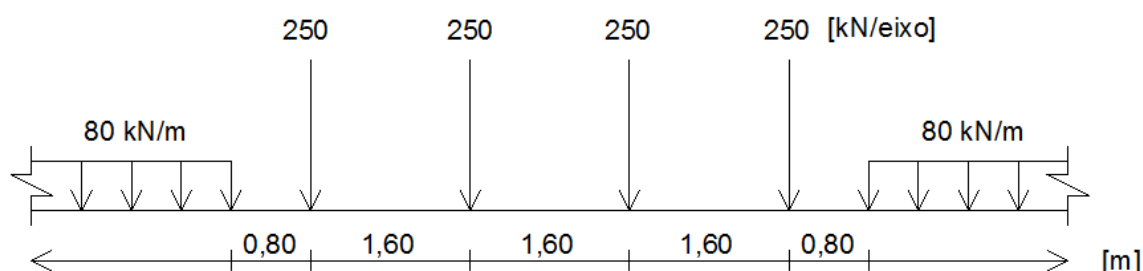


Figura 3.12 – Esquema longitudinal das cargas verticais do modelo de cargas 71, adaptado da EN 1991-2 (Marques, J. 2013)

3.3.4 Modelos de cargas consideradas para o estudo

O desgaste do carril pode ser reduzido se forem utilizados aços de alta resistência, por ter a vantagem de aumentar a resistência à deformação plástica da cabeça do carril.

A situação mais gravosa de utilização será a da via ferroviária da indústria mineira Alemã, com cargas de eixo de 340 kN (Esveld, C. 2001).

Para podermos fazer um estudo, considerando todas as potencialidades da via em laje, aplicam-se estas cargas ao veículo tipo, disponibilizado pelo programa de análise estrutural, associando um factor de escala inteiro, ver Figura 3.13.

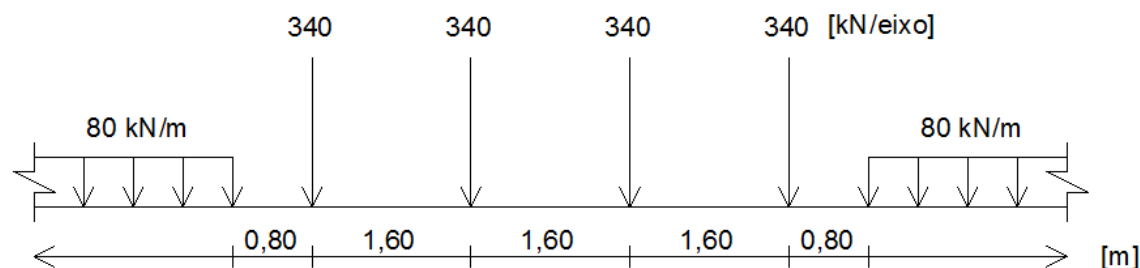


Figura 3.13 – Esquema longitudinal, das cargas a considerar, por eixo do veículo tipo UIC (Marques, J. 2013)

Relativamente aos veículos nacionais como o Alfa, a situação mais gravosa ocorre entre o fim de um vagão e o início do vagão seguinte. Aplicando uma carga de 340 kN/eixo e recorrendo a uma análise similar, à disponibilizada pelo programa de análise estrutural, podemos considerar o veículo tipo Alfa conforme se apresenta na Figura 3.14.

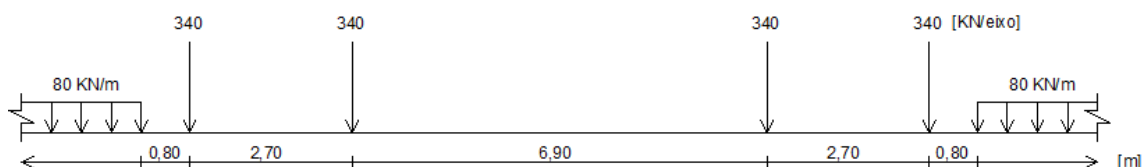


Figura 3.14 – Esquema longitudinal, das cargas verticais a considerar, por eixo do veículo tipo Alfa (Marques, J. 2013)

Nos cálculos, o programa de análise estrutural apenas considerou as cargas concentradas.

3.4 Modelação numérica da via em laje

3.4.1 Introdução

Na via em laje circulam locomotivas e vagões com cargas e velocidades diferentes. A tendência actual é para os veículos de mercadorias circularem a 160 km/h e os de passageiros a ultrapassarem os 350 km/h (Marques, J. 2013).

O objectivo deste estudo, desde o seu início, é permitir uma circulação de veículos de passageiros acima dos 500 km/h de uma forma regular e permanente. Ao mesmo tempo, é pretendido não apresentar qualquer tipo de impedimento, à circulação dos veículos de mercadorias.

Para isso, o estudo do comportamento da laje construída em obra foi feito em 3D, recorrendo aos elementos sólidos, o que torna todo o processo de cálculo bastante mais demorado, mas também mais preciso.

Antes de se iniciar a modelação pretendida foram testadas várias malhas, com objectivo de conseguir o cálculo num período de tempo aceitável, ao mesmo tempo que não ocorriam perdas de qualidade. Deste estudo, concluiu-se que um elemento com 0,15 m de comprimento na direcção longitudinal e de 0,17935 m na direcção transversal à via, evitava elevados tempos de cálculo, aquando da realização das várias análises e sem notáveis perdas de qualidade. Acessoriamente considerou-se não ser necessário uma maior discretização.

A extensão da via ferroviária associado à malha, condicionava o tempo de cálculo do modelo, pelo que após vários estudos, optou-se por uma via com a extensão de 31,20 m. Esta extensão permitiu anular a influência das zonas de fronteira, início e fim da laje, nas várias análises, com uma grande margem de segurança, como se apresenta de seguida na Figura 3.15.

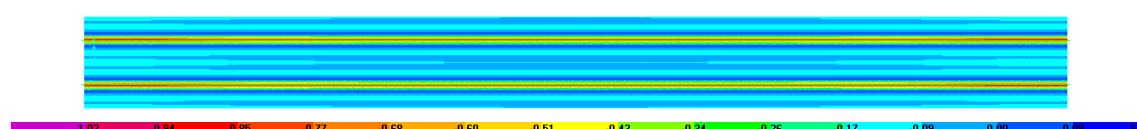


Figura 3.15 - Análise das zonas de fronteira na via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal

Para anular a influência da zona de fronteira, foi considerada uma zona de fronteira de 5,40 m, de cada lado da via em laje, longitudinalmente. Desta forma, ao considerar a zona de fronteira igual em todas as vias em laje, a partir da via mais gravosa, reduziu-se a zona de circulação dos veículos ferroviários dos 31,20 m para 20,40 m, ver Figura 3.16.

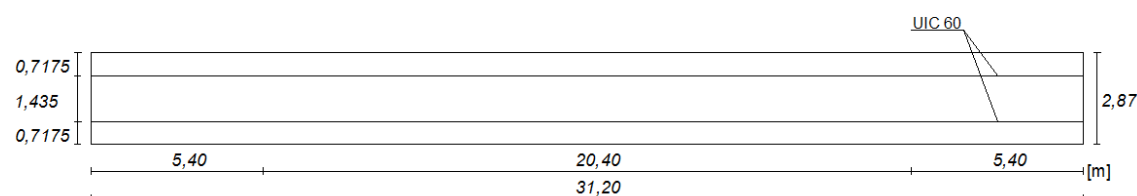


Figura 3.16 - Pormenorização em planta, das lajes modeladas, com indicação das zonas de fronteira e da zona de circulação dos veículos ferroviários (Marques, J. 2013)

Na realidade os cálculos verificaram-se ainda mais demorados, sendo necessário para cada linha de dados apresentados na dissertação, os valores obtidos nos cálculos, entre uma e três horas de processamento.

A realização da dissertação só foi possível de ser realizada, com recurso a vários computadores, a correm simultaneamente e em permanência praticamente dois meses consecutivos, ver Figura 3.17.



Figura 3.17 - Estação de trabalho

3.4.2 Modelos construídos

O estudo passou por criar cinco modelos diferentes, ver Figura 3.18.

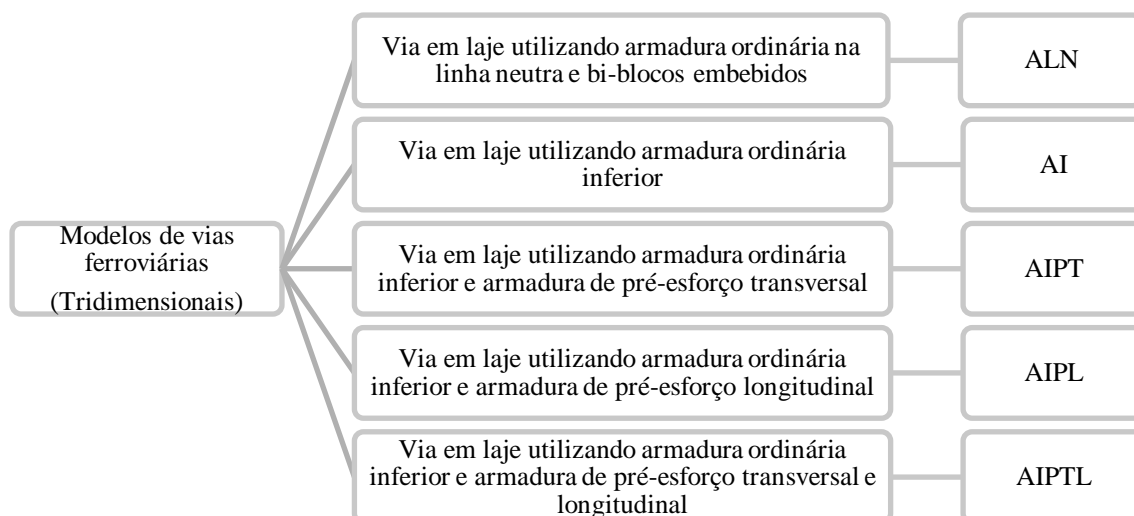


Figura 3.18 - Modelos de vias ferroviárias em laje utilizados (Marques, J. 2013)

No modelo com armadura ordinária na linha neutra, optou-se por apoios discretos do carril espaçados de 60 cm. Nos restantes modelos optou-se por apoio contínuo do carril. No estudo, as vias em laje consideradas, podem ser classificadas de acordo como se apresenta na Figura 3.19.

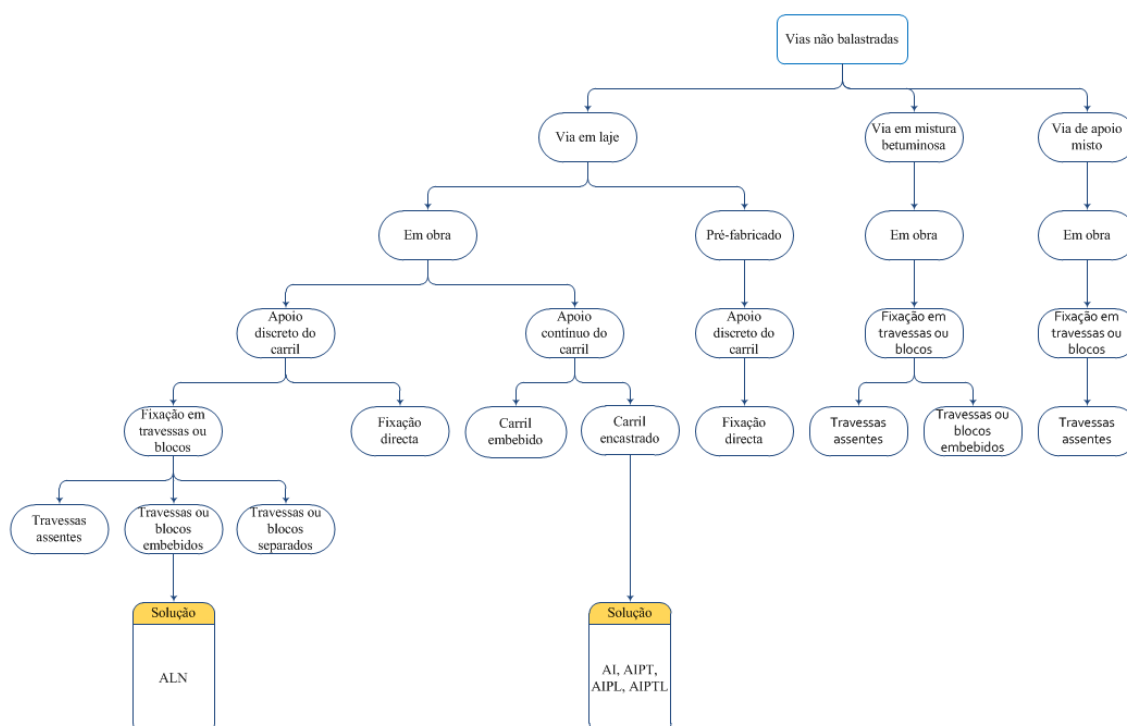


Figura 3.19 - Diagrama organizativo dos vários tipos de superestrutura de via não balastrada estudadas (Marques, J. 2013)

3.4.3 Tipos de análises

Análise dos modelos

Será estudado o modelo utilizando armadura ordinária na linha neutra, o modelo utilizando armadura ordinária inferior e o modelo utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal.

Será feito o estudo sísmico da laje.

Será feita uma análise, colocando a carga estática, correspondente ao veículo Alfa de 340 kN/eixo, em várias posições.

Posteriormente os carris serão definidos como zonas de circulação de cargas. Serão criados os veículos conforme anteriormente definido, que servirão para simular cargas em movimento por forma a analisar a estrutura.

Será feito uma análise de movimento de cargas. A análise de casos de carga em movimento envolve cálculos que são computacionalmente intensivos e em modelos de maior dimensão, como é o caso, demorando mais tempo.

Será feita um estudo linear estática de múltiplos passos em que será definida a velocidade do veículo ferroviário.

Por fim será feita uma análise em que as cargas estáticas serão analisadas em termos de tempo e definida a velocidade do veículo ferroviário de forma a captar o efeito dinâmico das cargas.

Análise comparativa da influência do módulo de elasticidade da camada de apoio

O estudo dos módulos de elasticidade da camada de apoio foi feito para os cinco modelos.

O estudo passou por analisar cinco módulos diferentes de elasticidade da camada de apoio, E_{v2} , de 12 GPa, de 8 GPa, de 160 MPa, de 80 MPa e de 40 MPa.

Nesta análise estudou-se o comportamento das respectivas lajes para uma carga dinâmica do veículo Alfa à velocidade de 350 km/h e de 500 km/h.

Análise da influência da falta de apoio local da via

O estudo da influência da falta de apoio da laje foi feito para um único modelo, para o modelo utilizando armadura ordinária inferior com pré-esforço transversal e longitudinal.

O estudo passou por uma análise considerando um módulo de elasticidade da camada de apoio, E_{v2} , de 12 GPa.

Nesta análise estudou-se o comportamento da respectiva laje para uma carga dinâmica do veículo Alfa à velocidade de 500 km/h.

3.5 Dimensionamento da laje

3.5.1 Introdução

Neste subcapítulo é definido o betão armado, o aço das armaduras ordinárias e o recobrimento das armaduras ordinárias, ver Figura 3.20.



Figura 3.20 - Dimensionamento das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013)

3.5.2 Betão armado

Introdução

O betão resulta da mistura do cimento e dos agregados brita e areia, de diferentes dimensões, com a água. Esta mistura pode ser moldada e por reacção química do cimento com a água adquire consistência, transformando-se numa pedra artificial.

O betão possui boa resistência à compressão e boa durabilidade, mas baixa resistência à tracção.

O aço possui boa resistência à tracção, mas baixa durabilidade devido à sua oxidação em presença do ar e da humidade.

O betão armado resulta da junção do betão com armaduras, em geral sob a forma de varões redondos de aço. Da junção dos dois materiais constroem-se peças estruturais resistentes e duráveis.

Modelo utilizando armadura ordinária na linha neutra

Na laje com armadura na linha neutra são considerados dois betões, um propriamente da laje e outro da travessa bi-bloco. O betão da laje é um C30/37 e o da travessa bi-bloco um C55/67.

Modelos utilizando armadura ordinária inferior

Na laje com armadura ordinária inferior apenas é considerado um tipo de betão, o C45/55.

Nas estruturas pré-esforçadas o betão fica, desde muito cedo, sujeito a tensões de compressão elevadas, pelo que o betão a utilizar deve ser de classe de resistência superior ou igual a C25/30. Nestas lajes, de armadura ordinária inferior e pré-esforçadas, optou-se, também, pelo betão da classe C45/55 que cumpre o requisito.

3.5.3 Aço das armaduras ordinárias

Introdução

As armaduras ordinárias podem ser constituídas por varões de secção circular ou por malhas, rectangulares, electrosoldadas de fios ou varões. Para melhorar a aderência da armadura ao betão os varões são nervurados.

O aço tem um comportamento dúctil e um comportamento em compressão semelhante ao comportamento em tracção.

No aço das armaduras ordinárias o módulo de elasticidade, E_s , admitido é igual a 200 GPa. A resistência à tracção, f_t , varia entre os 420 MPa a 800 MPa. E a tensão de cedência em tracção, f_y , varia entre os 400 MPa a 600 MPa.

O valor médio da massa volúmica das armaduras ordinárias, pode ser considerado igual a 77 kN/m³.

Modelo utilizando armadura ordinária na linha neutra

O aço a utilizar na armadura ordinária será um A500.

A via em laje, em virtude de estar continuamente suportada, não está sujeita a esforços de tracção elevados, provenientes da flexão da estrutura pelo que se pode recorrer à armadura na linha neutra.

Ao não se posicionar a armadura na base inferior da laje, mas a posiciona-la no centro geométrico, apenas se está a proceder ao controlo da fendilhação e transmissão das forças laterais, sem fornecer uma resistência extra à flexão.

Modelos utilizando armadura ordinária inferior

O aço a utilizar na armadura ordinária será um A500, como na linha neutra.

Os varões de aço são colocados numa posição mais próxima do fundo da laje e não na linha neutra. Ao mesmo tempo que mantem o controlo da abertura de fendas aumenta a resistência à flexão e assim apresenta um melhor comportamento em solos com menor capacidade resistente.

3.5.4 Recobrimento das armaduras ordinárias

O recobrimento das armaduras, de acordo com a EN1992-1-1, é a distância entre a superfície da armadura, incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele, quando relevante, que fica mais próxima da superfície de betão mais próxima.

O recobrimento nominal é definido como um recobrimento mínimo, c_{min} , mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução, ΔC_{dev} , como é definido na expressão (3.3),

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (3.3)$$

Em que,

C_{nom} é o recobrimento nominal em mm

C_{min} é o recobrimento mínimo em mm

ΔC_{dev} é a margem de cálculo para as tolerâncias de execução em mm

O recobrimento mínimo das armaduras, c_{min} , deve assegurar, a transmissão eficaz das forças de aderência, a protecção do aço contra a corrosão para melhorar a durabilidade, uma adequada resistência ao fogo.

Deve utilizar-se o maior valor de c_{min} que satisfaça simultaneamente os requisitos de aderência e de condições ambientais, como é definido na expressão (3.4),

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \} \quad (3.4)$$

Em que,

$c_{min,b}$ é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência em mm

$c_{min,dur}$ é o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais em mm

$\Delta c_{dur,\gamma}$ é a margem de segurança em mm

$\Delta c_{dur,st}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável em mm

$\Delta c_{dur,add}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional em mm

O recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, $c_{min,b}$, é de 20 mm, ver Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Quadro 4.2 – Recobrimento mínimo, $c_{min,b}$, requisitos relativos à aderência da EN1992-1-1

Requisito de aderência	
Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$ ^{*)}
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente (ϕ_n) (ver 8.9.1)
*) Se a máxima dimensão do agregado for superior a 32 mm, $c_{min,b}$ deverá ser aumentado de 5 mm.	

Considerando um tempo de vida útil de projecto de 100 anos, à que aumentar a classe estrutural de 2 classes, mas não se considera a redução de classes por questões de segurança à fendilhação e fadiga para além de não ser necessário uma resistência extra à flexão, ver Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Quadro 4.3N – Classificação estrutural recomendada da EN1992-1-1

Critério	Classe Estrutural						
	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes
Classe de Resistência ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C35/45$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C45/55$ Reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afectada pelo processo construtivo)	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe
Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe

Os valores de recobrimento mínimo, ou seja, os requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com a EN 10080 são os apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Quadro 4.4N – Valores do recobrimento mínimo, $c_{\min, \text{dur}}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com a EN 10080

Classe Estrutural	Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)						
	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Para um tempo de vida útil de projecto de 50 anos, é considerado uma classe estrutural S4, para 100 anos a classe estrutural é a S6.

Considerando a situação mais desfavorável de XD3/XS3 o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, $c_{\min, \text{dur}}$, é de 55 mm.

De acordo com a EN1992-1-1, a margem de segurança, $\Delta_{\text{cdur}, \gamma}$, é de 0 mm, a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável, $\Delta_{\text{cdur}, \text{st}}$, é de 0 mm e a redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional, $\Delta_{\text{cdur}, \text{add}}$, é de 0 mm.

Substituindo na expressão (3.4) obtém-se o valor da expressão (3.5),

$$C_{\min} = \text{máx} \{20 \text{ mm} ; 55 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} = 55 \text{ mm} \quad (3.5)$$

De acordo com a EN 1992-1-1, o valor recomendável o recobrimento nominal, C_{nom} , é de 10 mm, substituindo na expressão (3.3) obtém-se o valor da expressão (3.6),

$$C_{nom} = 55 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 65 \text{ mm} \quad (3.6)$$

Considerando o período máximo, de 100 anos, para a situação mais gravosa, o recobrimento mínimo nominal, C_{nom} , a considerar é de 65 mm, muito próximo dos 75 mm para sapatas betonadas contra o terreno.

No modelo da via em laje, utilizando armadura ordinária na linha neutra, o recobrimento é de 12 cm o que cumpre o recobrimento mínimo.

Nos restantes modelos da via em laje, utilizando armadura ordinária inferior, o recobrimento é de 8 cm o que também cumpre o recobrimento mínimo.

3.6 Pré-esforço

3.6.1 Introdução

O pré-esforço é utilizado para aplicar esforços antes ou depois do início da utilização da estrutura de betão. Os esforços são aplicados por forma a contrariar, os efeitos das acções a que a estrutura está ou vai estar sujeita.

A aplicação do pré-esforço pode ser feita por meio de cabos, fios ou varões tensionados na peça de betão.

O traçado de pré-esforço pode ser recto, ver Figura 3.21, em que P é a tensão no cabo e p a carga distribuída sobre a secção.

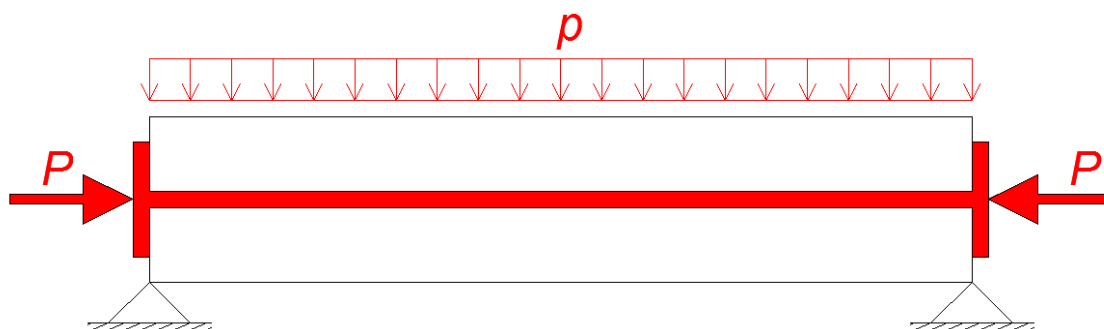


Figura 3.21 - Cabo de pré-esforço recto (Marques, J. 2013)

Se uma peça de betão for comprimida, antes da utilização, vai evitar que o betão fendilhe sob a acção das forças de tracção no período de utilização.

O efeito de compressão inerente ao pré-esforço e sem considerar o traçado dos cabos, aumenta consideravelmente o momento de fendilhação, ou seja, o início da fendilhação, ver Figura 3.22.

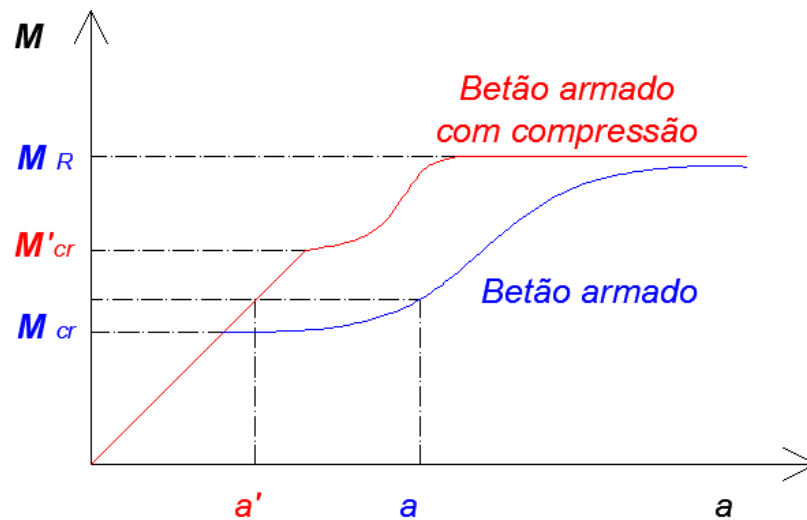


Figura 3.22 - Momentos de fendilhação e flecha para uma mesma carga (Marques, J. 2013)

Em que,

M é o momento

M_{cr} é o momento de fendilhação antes do pré-esforço

M'_{cr} é o momento de fendilhação com compressão devido ao pré-esforço

M_R é o momento resistente

a é a flecha do betão armado

a' é a flecha do betão armado com compressão devido ao pré-esforço

Para a mesma carga e numa peça com pré-esforço, em relação a uma sem pré-esforço, a flecha é muito menor, devido a ausência de fendilhação.

O aço de pré-esforço aderente ao betão, funciona como armadura, aumentando o momento resistente M_R .

3.6.2 Tipos de pré-esforço

O desenvolvimento da tecnologia de pré-esforço constitui um dos mais importantes factos no campo da engenharia estrutural e da construção.

É uma tecnologia que permite realizar economias, melhorar o comportamento estrutural e explorar novos aspectos arquitectónicos em betão.

O pré-esforço é habitualmente classificado quanto ao momento de aplicação do pré-esforço (pré-tensão ou pós-tensão), quanto à aderência (aderente ou não aderente) e quanto à localização (interior ou exterior).

Classificação quanto ao momento da aplicação do pré-esforço

O pré-esforço por pré-tensão consiste em submeter as peças de betão a esforços de compressão com cabos/fios previamente tensionados antes da betonagem das peças. Quando o betão ganha resistência os cabos são soltos, transferindo o pré-esforço do aço para o betão por aderência entre os dois materiais. Este tipo de pré-esforço é utilizado correntemente, em fábrica, para a

pré-fabricação de vigotas, lajes alveoladas, de vigas pré-esforçadas para pontes e asnas para edifícios industriais.

No pré-esforço por pós-tensão as armaduras são tencionadas depois da betonagem e quando o betão adquiriu a resistência necessária. A transferência é realizada quer nas extremidades, através de dispositivos mecânicos de fixação das armaduras, ancoragens, quer ao longo das armaduras.

Classificação quanto à aderência

Considera-se que o pré-esforço é do tipo aderente quando o cabo de pré-esforço está ligado ao betão ao longo do seu comprimento. Esta aderência pode ser resultante do contacto dos cabos, fios ou varões com o betão ou por exemplo da utilização de calda de cimento, que é injectada dentro da bainha de pré-esforço, garantido o funcionamento conjunto dos materiais.

No pré-esforço não aderente não há aderência entre o aço de pré-esforço e a estrutura de betão. Os cabos são compostos por uma ancoragem em cada extremidade, sendo o cordão de aço lubrificado e embainhado em bainhas de polietileno. O lubrificante oferece protecção contra a corrosão e permite a movimentação dos cordões com pouco atrito nas bainhas durante o pré-esforço.

Classificação quanto à localização

O pré-esforço é designado por interior se o aço de pré-esforço estiver colocado interiormente à secção de betão.

O pré-esforço é designado por exterior se o aço de pré-esforço estiver colocado exteriormente à secção de betão, tomando contacto com esta apenas em pontos localizados ao longo do vão, nas ancoragens e pontos de desvio.

3.6.3 Forma de cálculo do valor de pré-esforço por secção

Para o cálculo do valor de pré-esforço deve-se fazer o cálculo imediatamente após a aplicação do pré-esforço e também a longo prazo.

Imediatamente após a aplicação do pré-esforço ($t=0$)

Imediatamente após a aplicação do pré-esforço, a máxima tracção ocorre na fibra superior e a máxima compressão na fibra inferior.

($P = P_{m0}$ – Pré-esforço inicial)

Verificação da tracção, como se define na expressão (3.7),

$$\sigma_{c,superior} = -\frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \times e}{I_c} \times y - \frac{M_g}{I_c} \times y \leq 2.000 \text{ kPa} \quad (3.7)$$

Verificação da compressão, como se define na expressão (3.8),

$$\sigma_{c,inferior} = -\frac{P_{m0}}{A_C} - \frac{P_{m0} \times e}{I_C} \times y + \frac{M_g}{I_C} \times y \geq -0,60 \times f_{ck} \quad (3.8)$$

A longo prazo (t=∞)

A longo prazo, a máxima compressão ocorre na fibra superior e a máxima compressão na fibra inferior.

(P = P_{m0} – Pré-esforço final)

Verificação da compressão, como se define na expressão (3.9),

$$\sigma_{c,superior} = -\frac{P_{m\infty}}{A_C} + \frac{P_{m\infty} \times e}{I_C} \times y - \frac{M_{cr}}{I_C} \times y \geq -0,60 \times f_{ck} \quad (3.9)$$

Verificação da tracção, como se define na expressão (3.10),

$$\sigma_{c,inferior} = -\frac{P_{m\infty}}{A_C} + \frac{P_{m\infty} \times e}{I_C} \times y + \frac{M_{freq}}{I_C} \times y \leq 2.000 \text{ kPa} \quad (3.10)$$

Em que,

A_C é a área da secção em m²

e é a excentricidade em m

f_{ck} é o valor característico de resistência à compressão do betão em kPa

I_C é a inércia da secção em m⁴

M_{cr} é o momento característico em kNm

M_{freq} é o momento frequente em kNm

M_g é o momento resultante das forças permanentes em kNm

P é o valor do pré-esforço em kN

P_{m0} é o valor do pré-esforço imediatamente após a sua aplicação (t=0) em kN

P_{m∞} é o valor do pré-esforço a longo prazo (t=∞) em kN

σ_c é a tensão na fibra inferior ou superior em kPa

3.7 Dimensionamento do pré-esforço

3.7.1 Introdução

Neste subcapítulo é definido, para o estudo desenvolvido, o betão armado, o aço das armaduras ordinárias e o recobrimento das armaduras ordinárias, ver Figura 3.23.

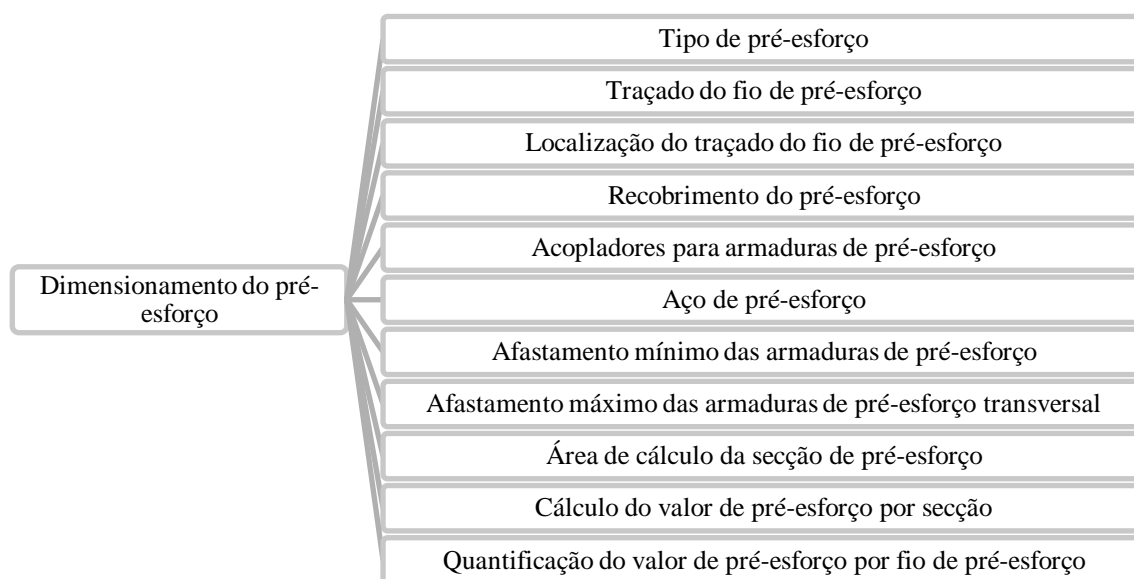


Figura 3.23 - Dimensionamento do pré-esforço das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013)

3.7.2 Tipo de pré-esforço

O pré-esforço vai ser aplicado por meio de fios de aço tensionados contra a própria peça de betão, ou seja pré-esforço aderente.

3.7.3 Traçado do fio de pré-esforço

O traçado do pré-esforço é recto.

3.7.4 Localização do traçado do fio de pré-esforço

O pré-esforço será localizado no centro de massa, na linha neutra, não há excentricidade.

3.7.5 Recobrimento do pré-esforço

O recobrimento nominal é definido como um recobrimento mínimo, C_{min} , mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução, ΔC_{dev} , como é definido na expressão (3.11),

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (3.11)$$

Em que,

C_{nom} é o recobrimento nominal em mm

C_{min} é o recobrimento mínimo em mm

ΔC_{dev} é a margem de cálculo para as tolerâncias de execução em mm

O recobrimento mínimo das armaduras, C_{min} , deve assegurar, a transmissão eficaz das forças de aderência, a protecção do aço contra a corrosão para melhorar a durabilidade, uma adequada resistência ao fogo.

Deve utilizar-se o maior valor de C_{min} que satisfaça simultaneamente os requisitos de aderência e de condições ambientais, como é definido na expressão (3.12),

$$C_{min} = \max \{C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\} \quad (3.12)$$

Em que,

$C_{min,b}$ é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência em mm

$C_{min,dur}$ é o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais em mm

$\Delta_{cdur,\gamma}$ é a margem de segurança em mm

$\Delta_{cdur,st}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável em mm

$\Delta_{cdur,add}$ é a redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional em mm

Os valores de recobrimento mínimo, ou seja, os requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço para betão armado, de acordo com a EN1992-1-1, são os apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Quadro 4.5N – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço, de acordo com a EN1992-1-1

<i>Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)</i>							
<i>Classe Estrutural</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1 / XS1</i>	<i>XD2 / XS2</i>	<i>XD3 / XS3</i>
<i>S1</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>
<i>S2</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>
<i>S3</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>	<i>50</i>
<i>S4</i>	<i>10</i>	<i>25</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>	<i>50</i>	<i>55</i>
<i>S5</i>	<i>15</i>	<i>30</i>	<i>40</i>	<i>45</i>	<i>50</i>	<i>55</i>	<i>60</i>
<i>S6</i>	<i>20</i>	<i>35</i>	<i>45</i>	<i>50</i>	<i>55</i>	<i>60</i>	<i>65</i>

Para um tempo de vida útil de projecto de 50 anos, é considerado uma classe estrutural S4, para 100 anos a classe estrutural é a S6.

Considerando a situação mais desfavorável de XD3/XS3 o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, $c_{min,dur}$, é de 65 mm.

De acordo com a EN 1992-1-1, a margem de segurança, $\Delta_{cdur,\gamma}$, é de 0 mm, a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável, $\Delta_{cdur,st}$, é de 0 mm e a redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional, $\Delta_{cdur,add}$, é de 0 mm.

Substituindo na expressão (3.12) obtém-se o valor da expressão (3.13),

$$C_{min} = \max \{10 \text{ mm} ; 65 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} = 65 \text{ mm} \quad (3.13)$$

De acordo com a EN1992-1-1, o valor recomendável o recobrimento nominal, C_{nom} , é de 10 mm, substituindo na expressão (3.11) obtém-se o valor da expressão (3.14),

$$C_{nom} = 65 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 75 \text{ mm} \quad (3.14)$$

Considerando o período máximo, de 100 anos, para a situação mais gravosa, o recobrimento mínimo nominal, C_{nom} , a considerar é de 75 mm.

Nos modelos de via em laje com armadura ordinária inferior e com pré-esforço transversal ou longitudinal ou transversal e longitudinal, o recobrimento é de 12 cm o que cumpre o recobrimento mínimo para pré-esforço.

3.7.6 Acopladores para armaduras de pré-esforço

No pré-esforço longitudinal e por ser contínuo em toda a extensão da via ferroviária vai ser necessário colocar uniões entre o fim de um fio e o início do seguinte, ver Figura 3.24.

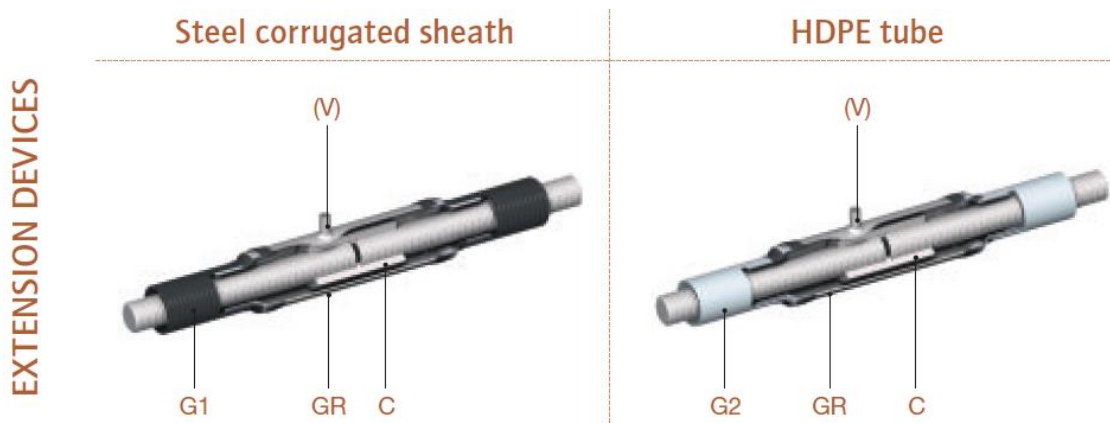


Figura 3.24 - Aparelhos acopladores para extensão das armaduras de pré-esforço (Freyssibar, 2012)

3.7.7 Aço de pré-esforço

Aço de alta resistência

Em armaduras pré-esforçadas devem ser utilizados aços de alta resistência.

As tensões de rotura dos fios e cordões de pré-esforço situam-se entre os 1.700 MPa e os 1.900 MPa, e a das barras em cerca de 1.000 MPa.

Usualmente os fios de pré-esforço são comercializados na forma de Ø3, Ø4, Ø5, Ø7, Ø8 e Ø10 entre outras. Os cordões de pré-esforço na forma de 7 fios com Ø=13 mm (0,5”) ou 15 mm (0,6”). Usualmente as barras de pré-esforço com Ø de 12 mm a 40 mm.

Hipóteses de cálculo

Nos fios e varões o módulo de elasticidade, E_p , poderá variar entre os 195 e os 210 GPa, consoante o processo de fabrico, os valores correctos são os indicados nos certificados de

certificação do produto. Normalmente admite-se um valor de cálculo, para o módulo de elasticidade, igual a 205 GPa.

Nos cordões o módulo de elasticidade, E_p , poderá variar entre os 185 e os 205 GPa, consoante o processo de fabrico, os valores correctos são os indicados nos certificados de certificação do produto. Normalmente admite-se um valor de cálculo, para o módulo de elasticidade, igual a 195 GPa.

O valor médio da massa volúmica das armaduras de pré-esforço, pode ser considerado igual a 7.850 kg/m³.

Aço de pré-esforço considerado

Considerou-se os fios de pré-esforço Ø10 e as características são apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Característica de fios de aço para pré-esforço (atp, 2012)

Diâmetro Nominal (mm)	Rm (Mpa)	Secção (mm2)	Tolerância (mm2)	Massa (g/m)	Tolerância (g/m)	Fm (kN)	Fp 0,1% (kN)	Agt (%)	E (Gpa)	Relaxação 1000h 70% x Fm (%)
4,0	1770	12,57	±2%	98,1	±2%	22,3	19,1	3,5	205 ± 10	2,5
4,0	1860					23,4	20,1			
5,0	1770	19,63		153,3		34,8	29,9			
5,0	1860					36,5	31,4			
6,0	1770	28,27		220,8		50,0	43,0			
7,0	1670	38,48		300,6		64,3	55,3			
9,4	1570	69,40		542,0		109,0	90,4			
10,0	1570	78,54		613,4		123,0	107,0			

O fio de pré-esforço é indentado, ver Figura 3.25.

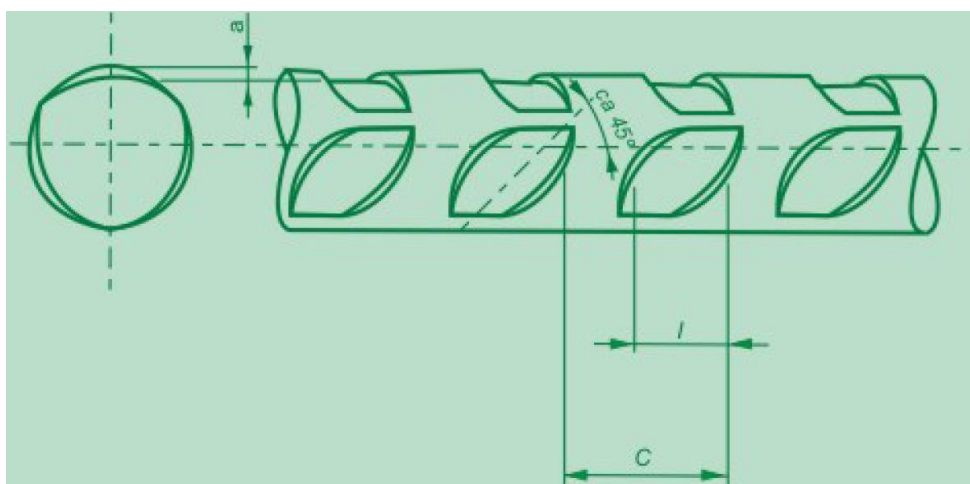


Figura 3.25 - Indentação do fio de aço de pré-esforço (atp, 2012)

3.7.8 Afastamento mínimo das armaduras de pré-esforço

O afastamento mínimo, recomendado, em armaduras pré-tensionadas é o de 1,5 vezes o diâmetro do cordão ou do fio liso e de 2,5 vezes o diâmetro do fio indentado.

A representação esquemática do afastamento mínimo das armaduras de pré-esforço, pode ser consultada na Figura 3.26, em que \emptyset é o diâmetro da armadura pré-tensionada ou da bainha e d_g é a dimensão máxima do agregado.

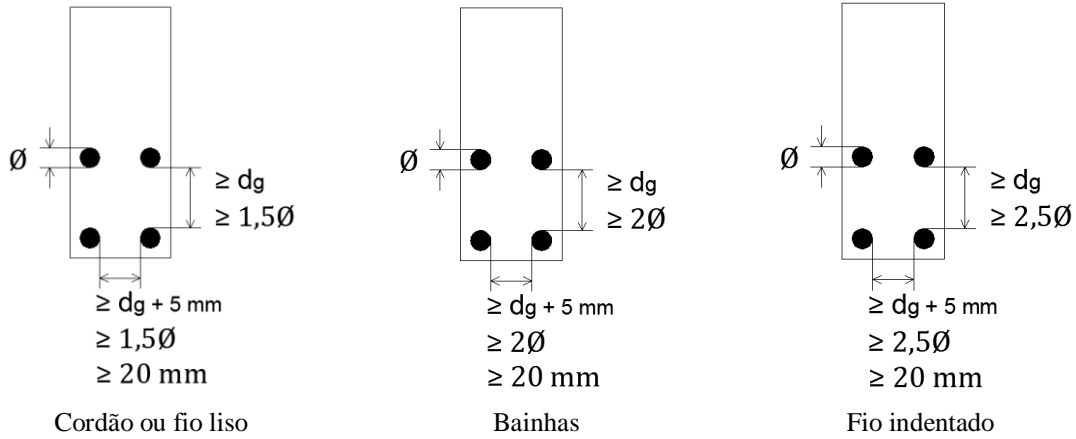


Figura 3.26 – Afastamento das armaduras pré-tensionadas (Marques, J. 2013)

Afastamento mínimo horizontal dos varões de pré-esforço

O afastamento na horizontal deve de ser superior ao definido na expressão (3.15),

$$S_{min\ horizontal} = \max\{d_g + 5\ mm ; 2,5 \times \emptyset ; 20\ mm\} \quad (3.15)$$

Considerando a utilização de fios de pré-esforço de $\emptyset 10$ e uma dimensão máxima do agregado de 15 mm virá o calculado na expressão (3.16),

$$S_{min\ horizontal} = \max\{15\ mm + 5\ mm ; 2,5 \times 10\ mm ; 20\ mm\} = 25\ mm \quad (3.16)$$

O afastamento horizontal dos varões de pré-esforço deverá ser superior a 25 mm.

Afastamento mínimo vertical dos varões de pré-esforço

O afastamento na vertical deve de ser superior ao definido na expressão (3.17),

$$S_{min\ vertical} = \max\{d_g ; 2,5 \times \emptyset\} \quad (3.17)$$

Considerando a utilização de fios de pré-esforço de $\emptyset 10$ e uma dimensão máxima do agregado de 15 mm virá o calculado na expressão (3.18),

$$S_{min\ vertical} = \max\{15\ mm ; 2,5 \times 10\ mm\} = 25\ mm \quad (3.18)$$

O afastamento vertical dos varões de pré-esforço deverá ser superior a 25 mm.

3.7.9 Afastamento máximo das armaduras de pré-esforço transversal

Considerando que a influência do fio de aço de pré-esforço se encontra entre os 0,10 m e os 0,20 m, tendo em conta as especificidades da laje, optou-se por considerar o valor máximo de 0,20 m, ver Figura 3.27.

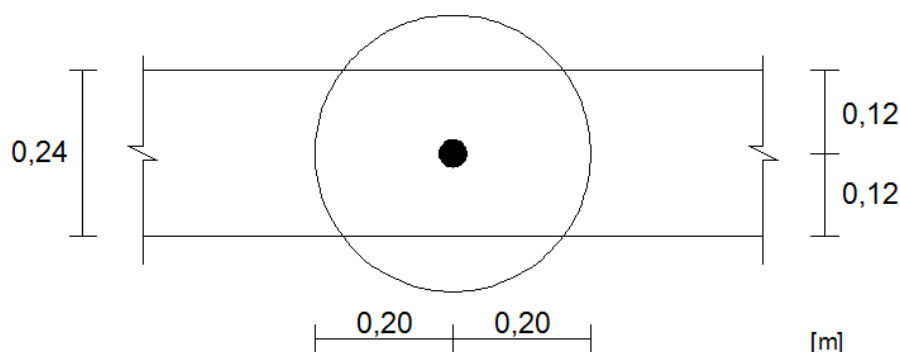


Figura 3.27 – Corte longitudinal da zona de influência do fio de aço de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)

A zona de influência do fio de aço de pré-esforço, nas face superior e inferior da laje, pode ser obtido pela expressão (3.19), em que c.a. é o cateto adjacente e o c.o. é o cateto oposto,

$$H_{ipotenusa} = \sqrt{c.a.^2 + c.o.^2} \quad (3.19)$$

Substituindo o valor da hipotenusa, que corresponde à zona de influência de 0,20 m e o valor do cateto oposto que corresponde à distância da linha neutra à face da laje, virá o definido na expressão (3.20),

$$0,20 = \sqrt{c.a.^2 + 0,12^2} \quad (3.20)$$

Resolvendo, obtém-se o valor da zona de influência do fio de aço de pré-esforço, nas face superior e inferior da laje, de acordo com a expressão (3.21),

$$c.a. = 0,16 \text{ m} \quad (3.21)$$

Considerando um afastamento entre fios de aço de pré-esforço de 0,32 m, significa que a laje de betão está sob influência do aço de pré-esforço, quer na linha neutra como também nas faces inferior e superior, ou seja, toda ela está sob influência do fio de pré-esforço.

Por facilidade de processos construtivos considerou-se um afastamento dos fios de aço de pré-esforço transversal de 0,30 m.

Pode-se verificar, que toda a laje se encontra sob influência do aço de pré-esforço, Figura 3.28.

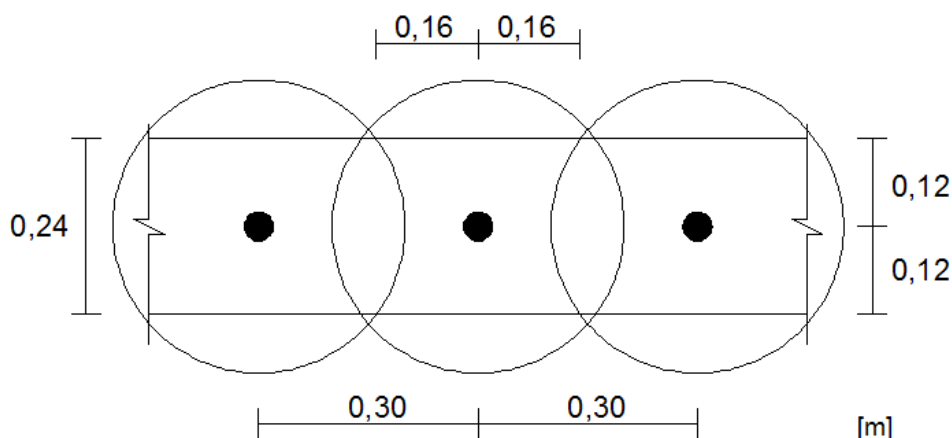


Figura 3.28 – Corte longitudinal da zona de influência dos fios de aço de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)

3.7.10 Área de cálculo da secção de pré-esforço

Para fazer um bom aproveitamento, para cálculo da secção, considerou-se um afastamento dos fios de pré-esforço de 0,30 m, Figura 3.29.

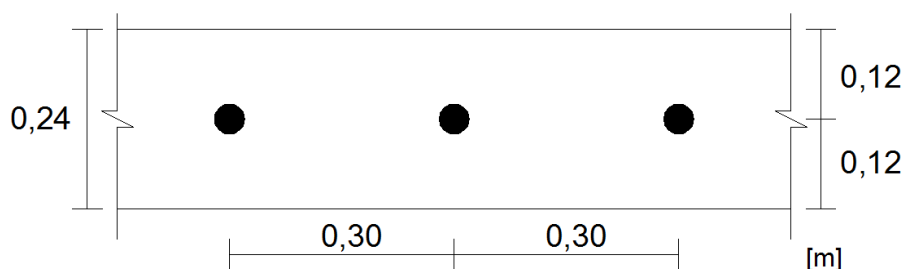


Figura 3.29 – Corte longitudinal das armaduras de pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)

A área da secção, A_C , será calculada considerando o afastamento, S , como se define na expressão (3.22),

$$A_C = \text{Altura} \times \frac{1}{2} \times (S_{ao \text{ pré-esforço da esquerda}} + S_{ao \text{ pré-esforço da direita}}) \quad (3.22)$$

Desta forma obteve-se a área da secção, A_C , como calculado na expressão (3.23),

$$A_C = 0,24 \times \frac{1}{2} \times (0,30 + 0,30) = 0,072 \text{ m}^2 \quad (3.23)$$

A área da secção é de 0,072 m².

3.7.11 Cálculo do valor de pré-esforço por secção

A excentricidade do pré-esforço é nula, por ser colocado na linha neutra, o que leva a que também não origine momentos.

A laje vai ser apoiada de forma contínua, o que leva a que os momentos na mesma sejam nulos.

O valor característico de resistência à compressão do betão, f_{ck} , do betão C45/55 é de 45.000 kPa.

Calculando os limites de pré-esforço virá,

Imediatamente após a aplicação do pré-esforço ($t=0$)

($P = P_{m0}$ – Pré-esforço inicial)

Verificação da tracção, como se define na expressão (3.24),

$$\sigma_{c,superior} = -\frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \times e}{I_c} \times y - \frac{M_g}{I_c} \times y \leq 2.000 \text{ kPa} \quad (3.24)$$

Verificação da compressão, como se define na expressão (3.25),

$$\sigma_{c,inferior} = -\frac{P_{m0}}{A_c} - \frac{P_{m0} \times e}{I_c} \times y + \frac{M_g}{I_c} \times y \geq -0,60 \times f_{ck} \quad (3.25)$$

Ou seja, como se define na expressão (3.26),

$$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{P_{m0}}{0,072} + \frac{P_{m0} \times 0}{I_c} \times y - \frac{0}{I_c} \times y \leq 2.000 \\ -\frac{P_{m0}}{0,072} - \frac{P_{m0} \times 0}{I_c} \times y + \frac{0}{I_c} \times y \geq -0,60 \times 45.000 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} -\frac{P_{m0}}{0,072} \leq 2.000 \\ -\frac{P_{m0}}{0,072} \geq -0,60 \times 45.000 \end{array} \right. \quad (3.26)$$

E obtêm-se na expressão (3.27),

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{m0} \geq -144 \text{ kN} \\ P_{m0} \leq 1.944 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (3.27)$$

A longo prazo ($t=\infty$)

($P = P_{m0}$ – Pré-esforço final)

Verificação da tracção, como se define na expressão (3.28),

$$\sigma_{c,superior} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \times e}{I_c} \times y - \frac{M_{Cr}}{I_c} \times y \geq -0,60 \times f_{ck} \quad (3.28)$$

Verificação da tracção, como se define na expressão (3.29),

$$\sigma_{c,inferior} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \times e}{I_c} \times y + \frac{M_{freq}}{I_c} \times y \leq 2.000 \text{ kPa} \quad (3.29)$$

Ou seja, como se define na expressão (3.30),

$$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{P_{\infty}}{0,072} + \frac{P_{\infty} \times 0}{I_C} \times y - \frac{0}{I_C} \times y \geq -0,60 \times 45.000 \\ -\frac{P_{\infty}}{0,072} + \frac{P_{\infty} \times 0}{I_C} \times y + \frac{0}{I_C} \times y \leq 2.000 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} -\frac{P_{\infty}}{0,072} \geq -0,60 \times 45.000 \\ -\frac{P_{\infty}}{0,072} \leq 2.000 \end{array} \right. \quad (3.30)$$

E obtêm-se na expressão (3.31),

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{\infty} \leq 1.944 \text{ kN} \\ P_{\infty} \geq -144 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (3.31)$$

Ao se obter um valor de pré-esforço de compressão negativo, significa que não é necessário pré-esforço para evitar a fendilhação resultante da tracção de cargas estáticas.

O pré-esforço máximo possível de aplicar, por forma a não ocorrer esmagamento do betão é de 1.944 kN.

3.7.12 Quantificação do valor de pré-esforço por fio de pré-esforço

Para definir o valor máximo de pré-esforço, $F_{\text{máx}}$, a aplicar no pré-tensionamento do fio de pré-esforço recorreu-se à expressão (3.32),

$$F_{\text{máx}} [\text{kN}] = 0,8 \times f_{\text{puk}} [\text{kPa}] \times \pi \times \frac{\phi_{[m]}^2}{4} \quad (3.32)$$

Em que,

$F_{\text{máx}}$ é a força máxima aplicada ao fio de pré-esforço em kN

f_{puk} é a tensão de rotura em kPa

ϕ é o diâmetro do fio em m

Calculando virá o indicado na expressão (3.33),

$$F_{\text{máx}} = 0,8 \times 1.570.000 \times \pi \times \frac{0,010^2}{4} = 98,64 \text{ kN} \quad (3.33)$$

Por questões de segurança a carga será limitada a 75%, expressão (3.34)

$$F_{\text{cálculo}} = 75\% \times F_{\text{máx}} \quad (3.34)$$

Em que,

$F_{\text{cálculo}}$ é a força de cálculo aplicada ao fio de pré-esforço em kN

$F_{\text{máx}}$ é a força máxima aplicada ao fio de pré-esforço em kN

Calculando virá o indicado na expressão (3.35),

$$F_{\text{cálculo}} = 75\% \times 98,64 = 73,98 \text{ kN} \quad (3.35)$$

Pelo que nos cálculos será considerada uma força de 70 kN, o que verifica o valor de pré-esforço máximo possível de aplicar, por forma a não ocorrer esmagamento do betão que é de 1.944 kN.

3.8 Considerações finais

Para a análise estrutural utilizar-se-á o veículo tipo da UICn e o Alfa Português. O veículo tipo Alfa corresponde à situação mais gravosa, que ocorre entre o fim de um vagão e o início do vagão seguinte.

Relativamente à alta velocidade de passageiros, será considerado, um veículo tipo da UICn com 250 kN/eixo.

Para a alta velocidade de mercadorias, será considerada a situação mais gravosa de utilização, que é a da via ferroviária da indústria mineira Alemã, os veículos ferroviários considerados são o veículo tipo da UICn e o Alfa com 340 kN/eixo.

A todos os veículos ferroviários, estará associado um factor de escala inteiro.

São considerados cinco modelos de laje nomeadamente: com armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos; com armadura ordinária inferior; com armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal; com armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço longitudinal e com armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal. No modelo com armadura ordinária na linha neutra e bi-bloco embebidos, utilizam-se apoios discretos do carril espaçados de 60 cm. Nos restantes modelos, com armadura inferior, o apoio do carril é contínuo.

Os cinco modelos apresentam uma geometria semelhante, formando elementos monolíticos, mais duráveis. O modelo com armadura ordinária inferior, permite a mecanização do processo produtivo, com redução do custo de construção (Marques, J. 2013).

Os cinco modelos considerados vão ser utilizados em três tipos de análise. Será feita uma análise comparativa de comportamento entre o modelo com armadura ordinária na linha neutra, o modelo com armadura ordinária inferior sem pré-esforço e o com pré-esforço transversal e longitudinal. Será feita uma análise comparativa para estudar a influência entre os módulos de elasticidade da camada de apoio. Será feita uma análise de estudo do efeito da falta de camada de apoio na via. As análises efectuadas e os resultados obtidos serão apresentados nos capítulos seguintes.

Na laje com armadura na linha neutra o aço da armadura é um A500 e o betão da laje é o C30/37, enquanto o betão da travessa bi-bloco é um C55/67.

Na laje com armadura ordinária inferior, o aço da armadura ordinária, quer a laje tenha ou não pré-esforço é um aço A500 e o betão é o C45/55.

Para o cálculo do recobrimento da armadura ordinária foi considerado um período máximo, de 100 anos, obtendo-se para a situação mais gravosa, um recobrimento mínimo das armaduras ordinárias de 65 mm.

No modelo da via em laje, utilizando armadura ordinária na linha neutra, o recobrimento é de 12 cm o que cumpre o recobrimento mínimo.

Nos restantes modelos da via em laje, utilizando armadura ordinária inferior, o recobrimento é de 8 cm o que também cumpre o recobrimento mínimo.

Nas lajes com armadura ordinária inferior e pré-esforçadas os fios de pré-esforço são Ø10, aderentes e a força de pré-esforço a aplicar é de 70 kN. Para o cálculo do recobrimento foi considerado um período máximo, de 100 anos, obtendo-se um recobrimento mínimo das armaduras ordinárias de 75 mm.

Nos modelos de via em laje com armadura ordinária inferior e com pré-esforço o recobrimento é de 12 cm o que cumpre o recobrimento mínimo para pré-esforço.

Na laje com armadura ordinária inferior e com pré-esforço transversal. Os fios de pré-esforço estão localizados na linha neutra. Os fios de pré-esforço transversal estão afastados de 0,30 m o que permite que toda a laje se encontra sob influência do aço de pré-esforço (Marques, J. 2013).

Na laje com armadura ordinária inferior e com pré-esforço longitudinal. Os fios de pré-esforço longitudinais estão localizados na linha neutra. Os dois fios de pré-esforço longitudinal está cada um por baixo de um carril (Marques, J. 2013).

Na laje, com armadura ordinária inferior e com pré-esforço transversal e longitudinal, os fios de pré-esforço transversal e longitudinal estão localizados na linha neutra. Os fios de pré-esforço transversal estão afastados de 0,30 m o que permite que toda a laje se encontra sob influência do aço de pré-esforço. Os dois fios de pré-esforço longitudinal está cada um por baixo de um carril. O modelo, não cumpre o requisito de afastamento mínimo vertical, de 25 mm, entre os varões de pré-esforço transversal e longitudinal, o que ao nível de cálculo não resulta em diferenças.

Em obra, a laje, com armadura ordinária inferior e com pré-esforço transversal e longitudinal, à que cumprir o afastamento mínimo vertical. Pelo que os fios de pré-esforço transversal estão localizados na linha neutra, enquanto os fios de pré-esforço longitudinal se encontram 25 mm abaixo destes, o que melhora o comportamento longitudinal da laje.

4 Modelação e estudo dos casos apresentados

4.1 Introdução

A investigação consiste em estudar o comportamento da laje de betão, às solicitações a que está sujeita, pelo que se recorreu ao modelo de via com continuidade longitudinal.

Para o modelo da via em laje, com armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos, recorreu-se ao modelo conforme se apresenta na Figura 4.1.

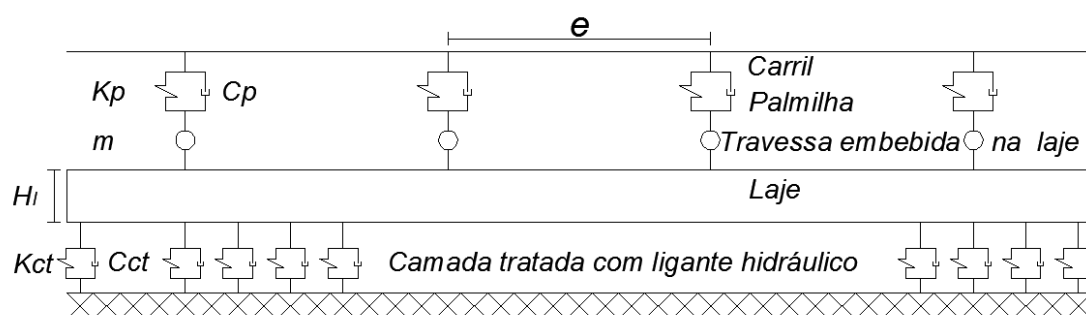


Figura 4.1 - Modelos de via em laje com blocos, com continuidade longitudinal, por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013)

Em que,

- e é o espaçamento entre os apoios
- K_p é a rigidez discreta da palmilha
- C_p é o amortecimento discreto da palmilha
- m é a massa da travessa
- K_{ct} é a rigidez discreta da camada tratada com ligante hidráulico
- C_{ct} é o amortecimento discreto da camada tratada com ligante hidráulico
- e é o espaçamento entre os apoios
- h_1 é a espessura da laje de betão

Para os modelos da via em laje, com armadura ordinária inferior e sem bi-blocos, recorreu-se ao modelo conforme se apresenta na Figura 4.2.

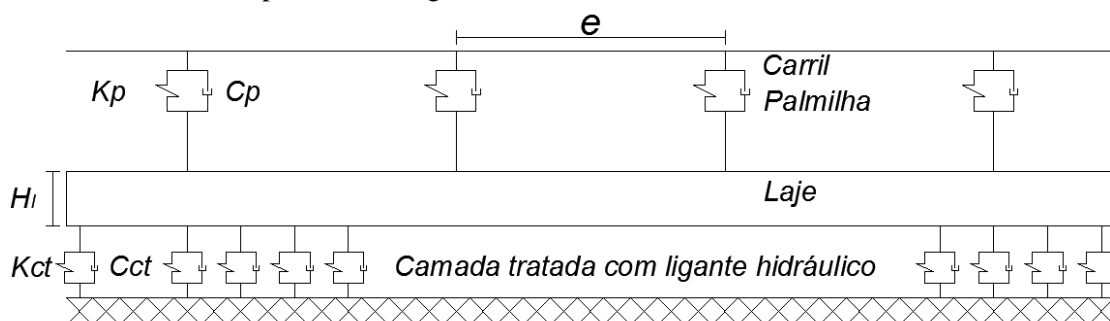


Figura 4.2 - Modelos de via em laje sem blocos, com continuidade longitudinal, por elementos de estado de tensão (Marques, J. 2013)

Os modelos tridimensionais da via ferroviária, por serem mais complexos que os bidimensionais, são utilizados em análises do comportamento da estrutura nas três direcções espaciais.

O estudo passou por criar cinco modelos tridimensionais, ver Figura 4.3.

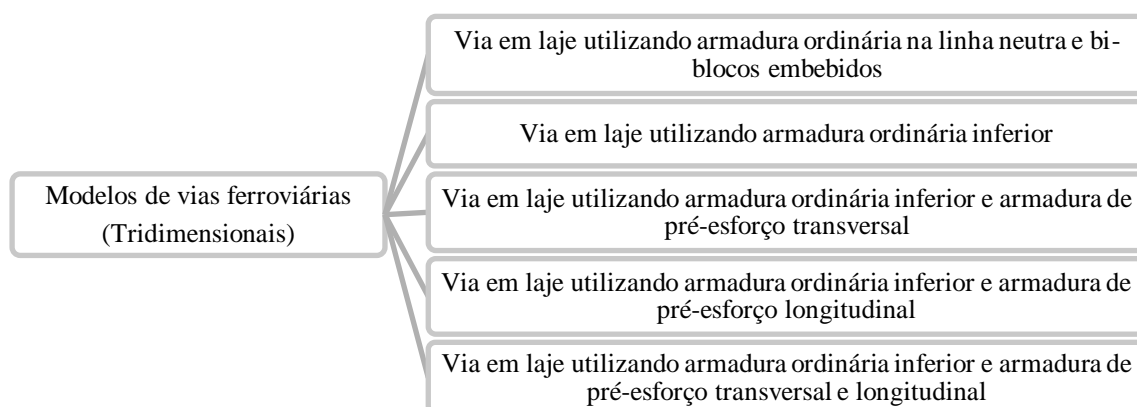


Figura 4.3 - Modelos de vias ferroviárias em laje considerados (Marques, J. 2013)

Como atrás referido a modelação foi em 3D, recorrendo aos elementos sólidos, o que torna todo o processo de cálculo bastante mais demorado.

A laje modelada tem 31,20 m de comprimento na direcção x, 2,87 m de largura na direcção y e 0,24 m de espessura na direcção z, ver Figura 4.4. A malha criada para o modelo 3D tem 0,15 m na direcção x, 0,17935 m na direcção y e 0,08 m na direcção z.

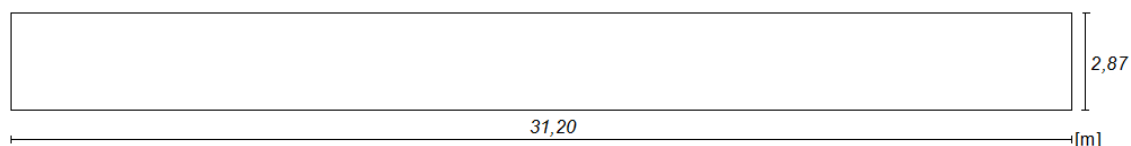


Figura 4.4 - Pormenorização das lajes modeladas em planta (Marques, J. 2013)

A via com a extensão de 31,20 m permite anular a influência das zonas de fronteira, início e fim da laje, nas várias análises, com uma grande margem de segurança.

A modelação da via em laje, em meio contínuo, é realizada recorrendo a elementos discretos mas devido a ser com uma malha apertada, considera-se o efeito dos esforços desprezáveis. Após o estudo do efeito dos elementos discretos no pré-esforço conclui-se que também não afectavam os resultados obtidos.

No modelo com armadura ordinária na linha neutra e bi-bloco embebidos, optou-se por apoios discretos do carril espaçados de 60 cm. Nos restantes modelos optou-se por apoio contínuo do carril.

Neste capítulo são apresentados todos os cinco modelos de laje.

É feita a modelação e análise de três dos modelos, em todas as vertentes, ver Figura 4.5.

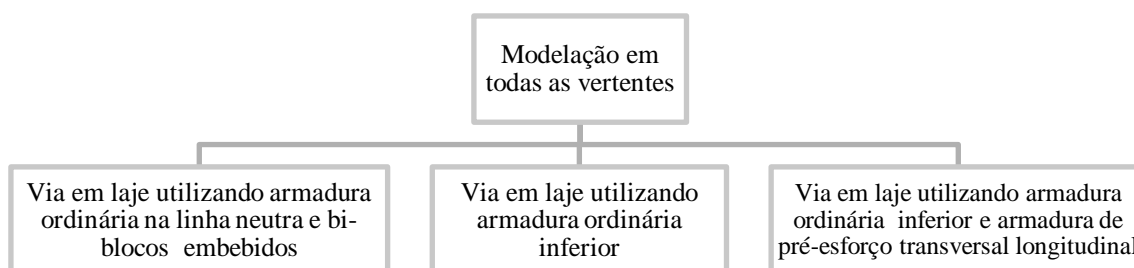


Figura 4.5 – Modelação em todas as vertentes das lajes das vias ferroviárias (Marques, J. 2013)

4.2 Modelo da via em laje com armadura ordinária na linha neutra

4.2.1 Materiais da laje de betão armado

Na via em laje com armadura ordinária na linha neutra optou-se, como é usual na via de alta velocidade, pelo uso de bi-blocos embebidos na laje.

O material definido na laje foi o do betão C30/37 com o módulo de elasticidade ou módulo de Young do material aos 28 dias de 33 GPa, tal como está exposto no EN 1992-1-1.

Enquanto o material definido para as travessas bi-bloco embebidas foi o betão C55/67, com o módulo de elasticidade ou módulo de Young do material aos 28 dias de 38 GPa, tal como está exposto no EN 1992-1-1.

Adicionalmente para os betões, também foi definido um coeficiente de Poisson de valor 0,2, o que permitiu o cálculo automático para o módulo de distorção.

Para o betão C30/37 é definido na expressão (4.1),

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{33}{2 \times (1+0,2)} = 13,750 \text{ GPa} \quad (4.1)$$

Para o betão C55/67 é definido na expressão (4.2),

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{38}{2 \times (1+0,2)} = 15,833 \text{ GPa} \quad (4.2)$$

Para além disso, foi definido um peso específico para o material de 25 kN/m³, correspondente ao betão armado.

Para a armadura ordinária foi considerado um aço A500 com módulo de elasticidade de 210 GPa e considerou-se que a armadura ordinária trabalha em conjunto com o betão.

Para o carril foi considerado um aço S275 com módulo de elasticidade de 210 GPa. Para além disso, foi definido um peso específico para o material de 78,25 kN/m³.

Adicionalmente para o aço, também foi definido um coeficiente de Poisson de valor 0,3, o que permitiu o cálculo automático para o módulo de distorção, como é definido na expressão (4.3),

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{210}{2 \times (1+0,3)} = 80,769 \text{ GPa} \quad (4.3)$$

4.2.2 Definição da estrutura

Optou-se por estudar a construção em obra da totalidade da camada de suporte de betão, por contribuir para a melhoria da qualidade da laje e se conseguir uma grande adaptabilidade a terraplanagens, com solos de diferentes qualidades, a tuneis e a pontes ou viadutos, ver Figura 4.6.

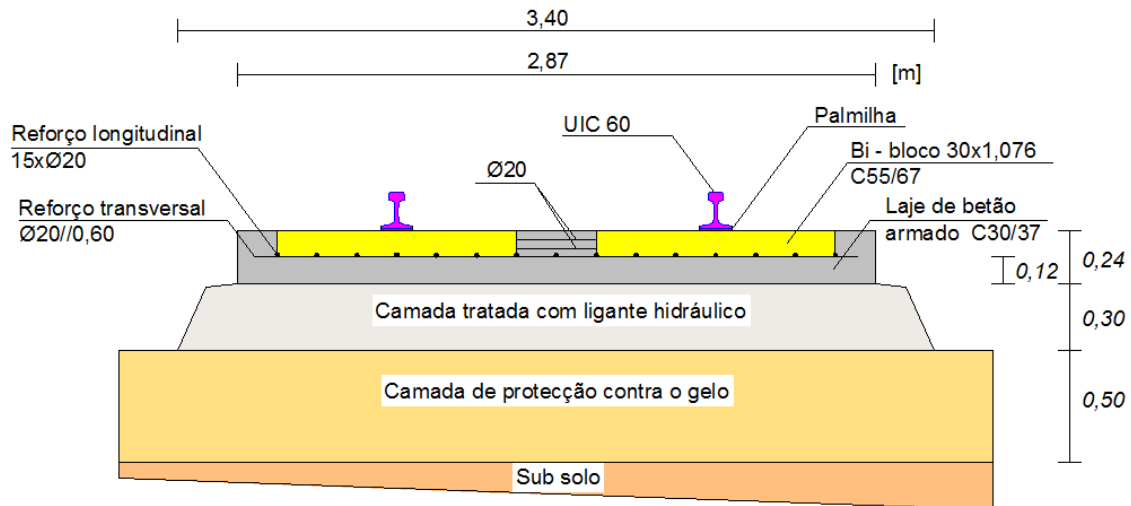


Figura 4.6 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013)

Neste modelo foi considerada uma laje com a altura de 0,24 m e a armadura ordinária localizada na linha neutra, aos 0,12 m, ver Figura 4.7.

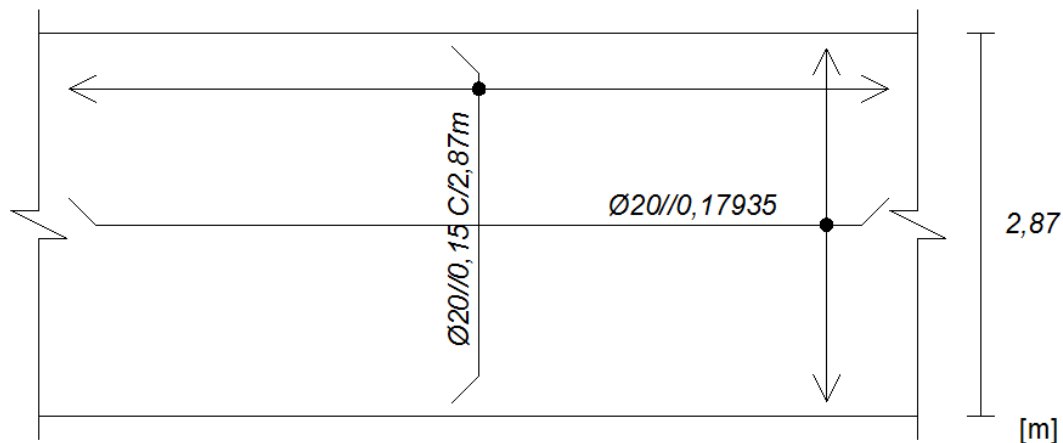


Figura 4.7 - Pormenorização das armaduras ordinárias em planta, da laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013)

Na face superior da armadura ordinária, acima dos 0,12 m, assentam os bi-blocos os quais estão ligados entre si através de dois varões de aço de 20 mm cada, ver Figura 4.8.

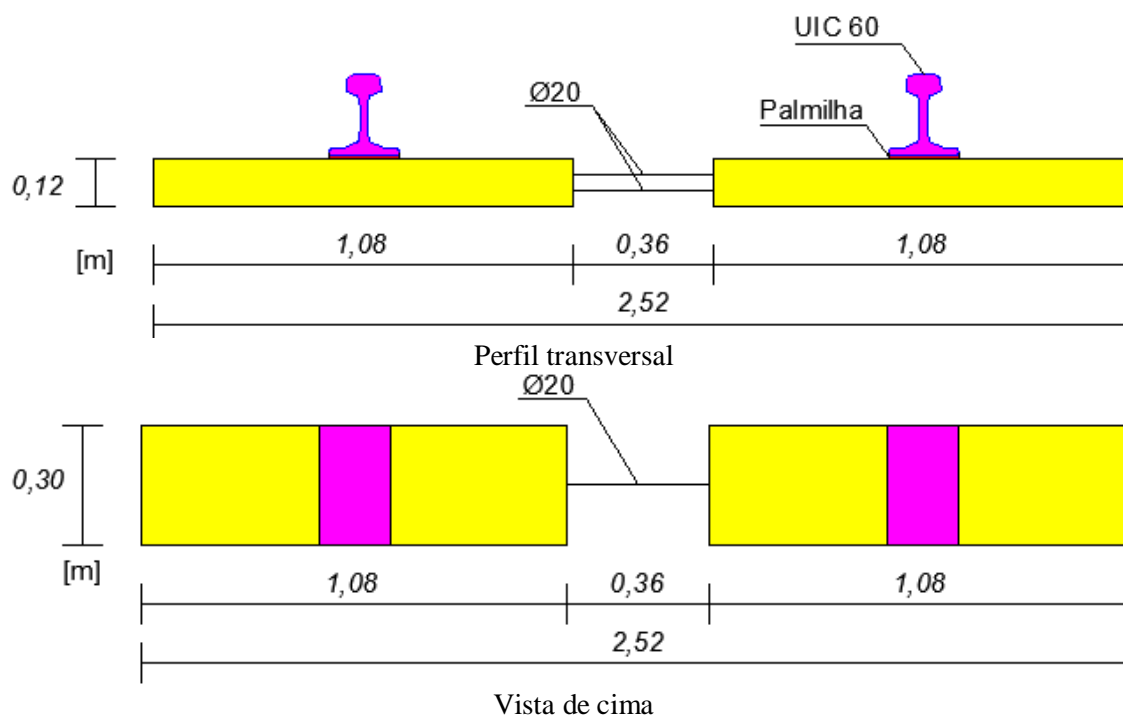


Figura 4.8 - Vista das travessas bi-bloco utilizadas na via em laje com armadura ordinária na linha neutra (Marques, J. 2013)

4.2.3 Palmilhas

Nesta solução o apoio do carril é discreto, com afastamentos entre si de 0,60 m e que assenta sobre uma palmilha que preenche o afastamento de 0,01 m deste à travessa.

Na bibliografia refere-se que as palmilhas elásticas da fixação do carril, Rail Pad, da Vanguard têm uma rigidez estático da fixação de 4 a 7 kN/mm, com área de apoio de 130 mm x 180 mm, por cada suporte. E o Japão define o Rail Pad Estático de 10 a 50 kN por apoio (Esvelt, C. 2001).

Os produtores de fixações têm feito evoluir estas características em vias ferroviárias em laje, ver Figura 4.9.

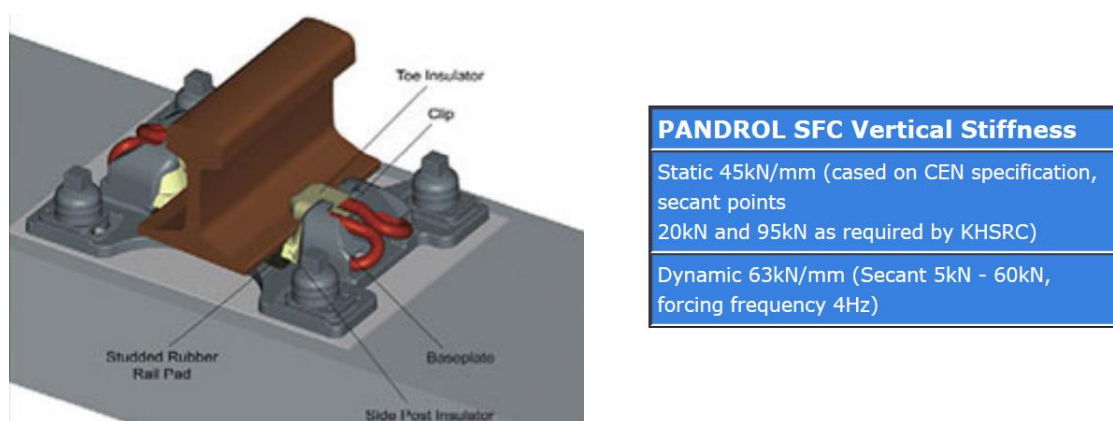


Figura 4.9 - Sistema de fixação da Pandrol SFC Vertical Stiffness (Pandrol, 2012)

Na via em laje, com armadura ordinária na linha neutra e apoios discretos do carril, espaçados de 60 cm, optou-se por um Rail Pad estático igual ao dinâmico, no valor de 40 kN/mm.

4.3 Modelos da via em laje com armadura ordinária inferior

4.3.1 Materiais da laje de betão armado

Esta solução, sendo muito semelhante à da via em laje com armadura ordinária na linha neutra mas sem recurso a bi-blocos, foi estudada com o objectivo de melhorar a resposta quando sujeita ao aumento de cargas e de velocidade, associado a uma maior mecanização do processo produtivo.

Os varões de aço, são colocados na face inferior e não na linha neutra. Desta forma, ao mesmo tempo, que mantem o controlo da abertura de fendas, aumenta a resistência à flexão e assim apresenta um melhor comportamento em solos com menor capacidade resistente.

Vai-se estudar o comportamento da laje, com armadura ordinária inferior, e qual o comportamento quando lhe é adicionado pré-esforço transversal e/ou longitudinal.

O material adoptado para a laje foi o betão C45/55, com o módulo de elasticidade ou módulo de Young do material aos 28 dias de 36 GPa, tal como está exposto no EN 1992-1-1.

Adicionalmente para os betões, também foi definido um coeficiente de Poisson de valor 0,2, o que permitiu o cálculo automático para o módulo de distorção, como é definido na expressão (4.4),

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{36}{2 \times (1+0,2)} = 15,000 \text{ GPa} \quad (4.4)$$

Para além disso, foi definido um peso específico para o material de 25 kN/m³, correspondente ao betão armado.

Para a armadura ordinária foi considerado um aço A500 com módulo de elasticidade de 210 GPa e considerou-se que a armadura ordinária trabalha em conjunto com o betão.

Para o carril foi considerado um aço S275 com módulo de elasticidade de 210 GPa. Para além disso, foi definido um peso específico para o material no valor 78,25 kN/m³.

Adicionalmente para o aços, também foi definido um coeficiente de Poisson de valor 0,3, o que permitiu o cálculo automático para o módulo de distorção, como é definido na expressão (4.5),

$$G = \frac{E}{2 \times (1+\nu)} = \frac{210}{2 \times (1+0,3)} = 80,769 \text{ GPa} \quad (4.5)$$

Para a armadura de pré-esforço, foi considerado um aço de pré-esforço de baixa relaxação, com fio de Ø10 com módulo de elasticidade de 195 GPa, foi definido um peso específico para o material de valor 77 kN/m³.

4.3.2 Definição da estrutura

Introdução

Esta solução, sem recurso a bi-blocos, também é construída em obra, por contribuir para a melhoria da qualidade da laje e se conseguir uma grande adaptabilidade a terraplanagens, com solos de diferentes qualidades, a tuneis e a pontes ou extensos viadutos.

Relativamente à laje com armadura ordinária inferior o estudo passou por considerar quatro modelos:

Um modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior.

Um modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal.

Um modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço longitudinal.

Um modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal.

De seguida apresenta-se cada um dos quatro modelos.

Laje utilizando armadura ordinária inferior

Esta solução é construída com betão C45/55 e armadura ordinária inferior, ver Figura 4.10.

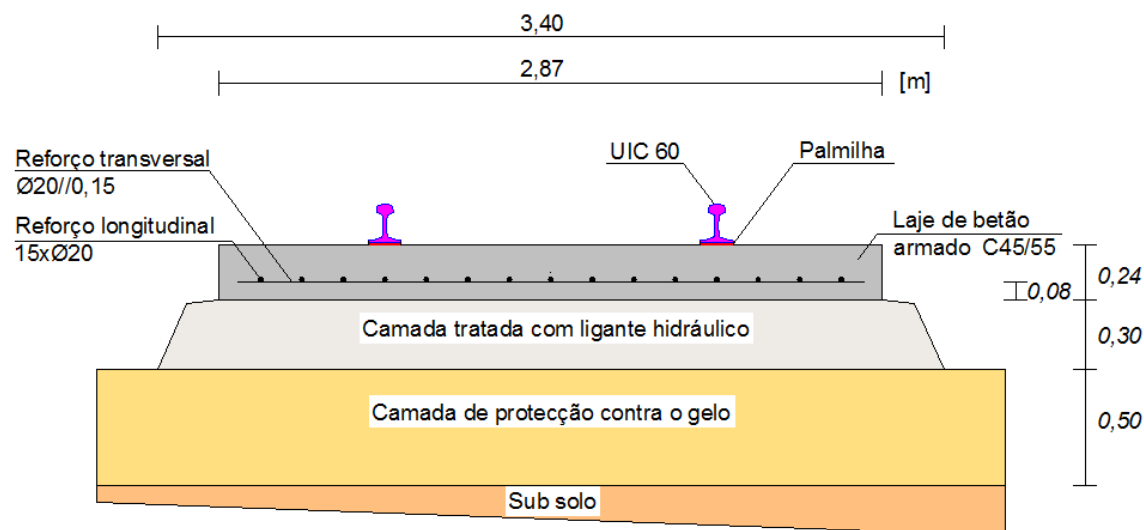


Figura 4.10 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior (Marques, J. 2013)

Neste modelo foi considerado uma laje, com a altura de 0,24 m e a armadura ordinária de aço A500, localizada a 0,08 m da base, ver Figura 4.11.

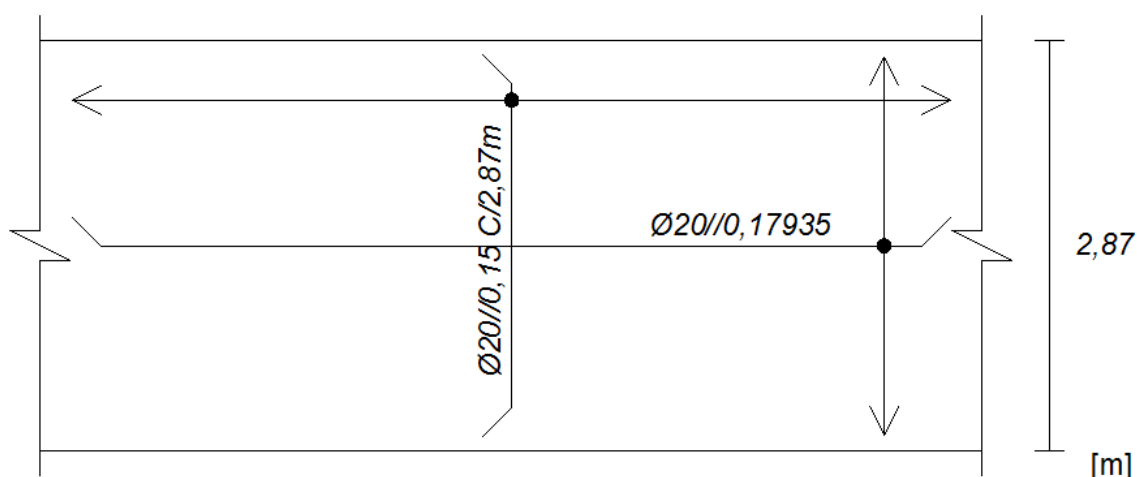


Figura 4.11 - Pormenorização das armaduras ordinárias em planta, da laje com armadura ordinária inferior (Marques, J. 2013)

Laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal

Esta solução é construída com betão C45/55, armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal na linha neutra, ver Figura 4.12.

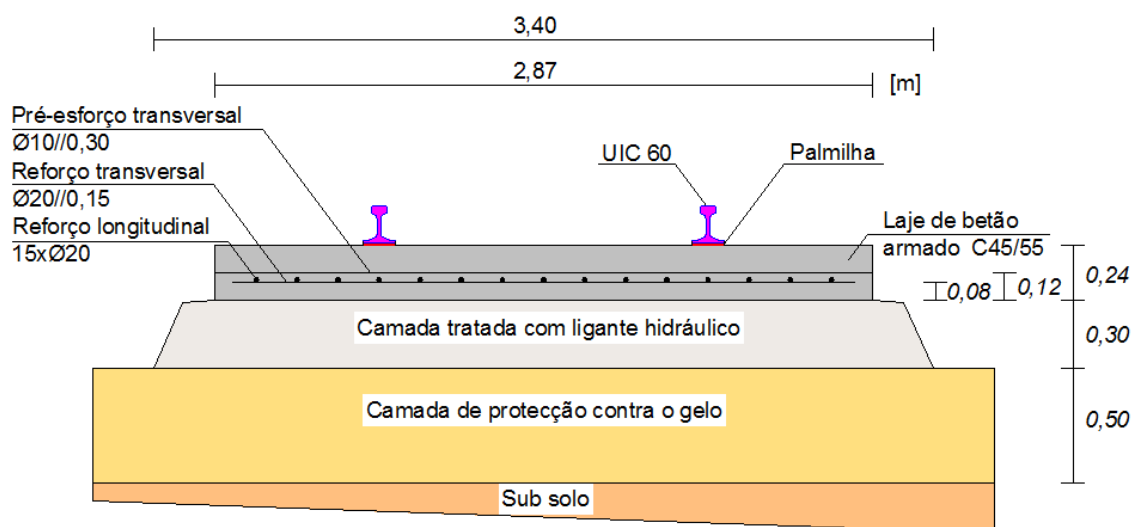


Figura 4.12 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal (Marques, J. 2013)

Neste modelo foi considerado uma laje, com a altura de 0,24 m e a armadura ordinária de aço A500, localizada a 0,08 m da face inferior, a mesma do modelo de laje utilizando armadura inferior ver Figura 4.11.

Foi considerada ainda uma armadura de pré-esforço transversal, na linha neutra, localizada a 0,12 m da face inferior, ver Figura 4.13.

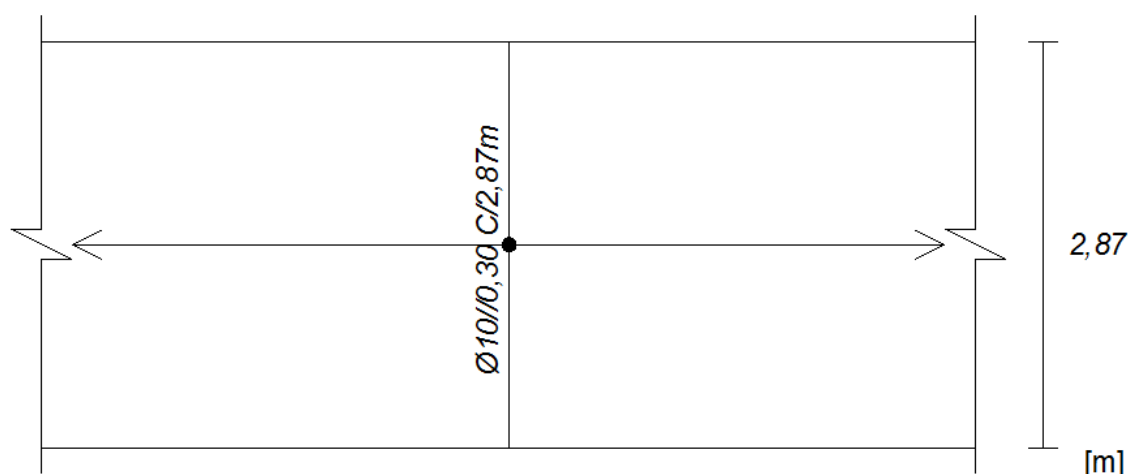


Figura 4.13 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço transversal da laje em planta (Marques, J. 2013)

Laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço longitudinal

Esta solução é construída com betão C45/55, armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço longitudinal na linha neutra, ver Figura 4.14.

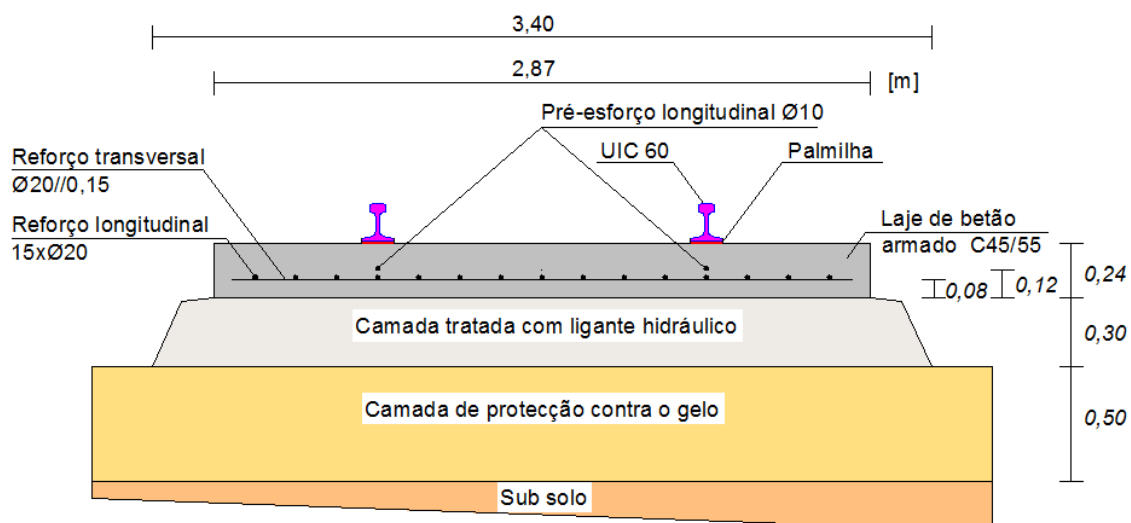


Figura 4.14 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal (Marques, J. 2013)

Neste modelo foi considerado uma laje, com a altura de 0,24 m e a armadura ordinária de aço A500, localizada a 0,08 m da face inferior, a mesma do modelo de laje utilizando armadura inferior ver Figura 4.11.

Foi considerada ainda uma armadura de pré-esforço longitudinal, na linha neutra, localizada por baixo do eixo dos carris e a 0,12 m da face inferior, ver Figura 4.15.

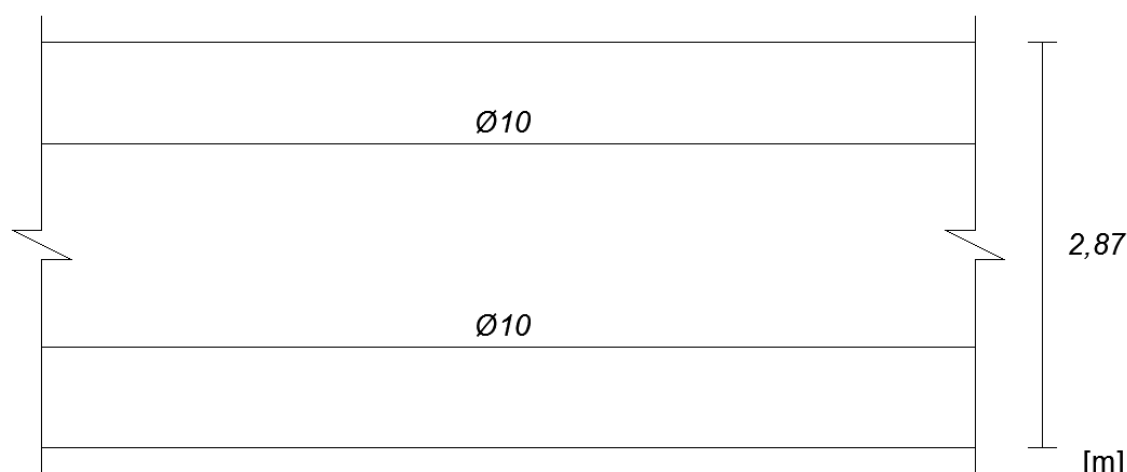


Figura 4.15 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço longitudinal da laje em planta (Marques, J. 2013)

Laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal

Esta solução é construída com betão C45/55, armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal na linha neutra, ver Figura 4.16.

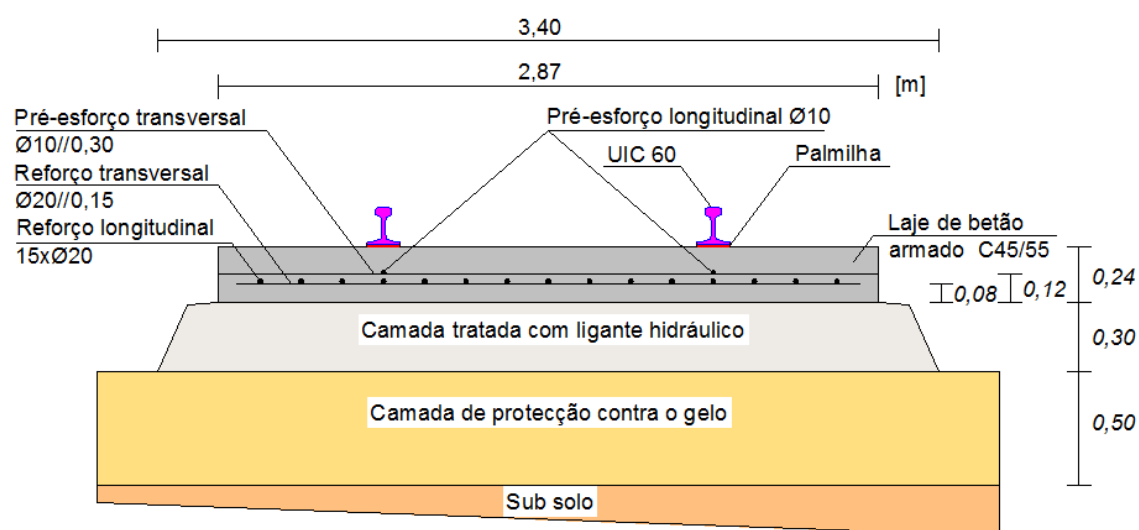


Figura 4.16 - Perfil transversal esquemático da via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal (Marques, J. 2013)

Neste modelo foi considerado uma laje, com a altura de 0,24 m e a armadura ordinária de aço A500, localizada a 0,08 m da face inferior, a mesma do modelo de laje utilizando armadura inferior ver Figura 4.11.

Foram consideradas ainda dois tipos de pré-esforço, um transversal e outro longitudinal, na linha neutra, localizados a 0,12 m da face inferior, ver Figura 4.17.

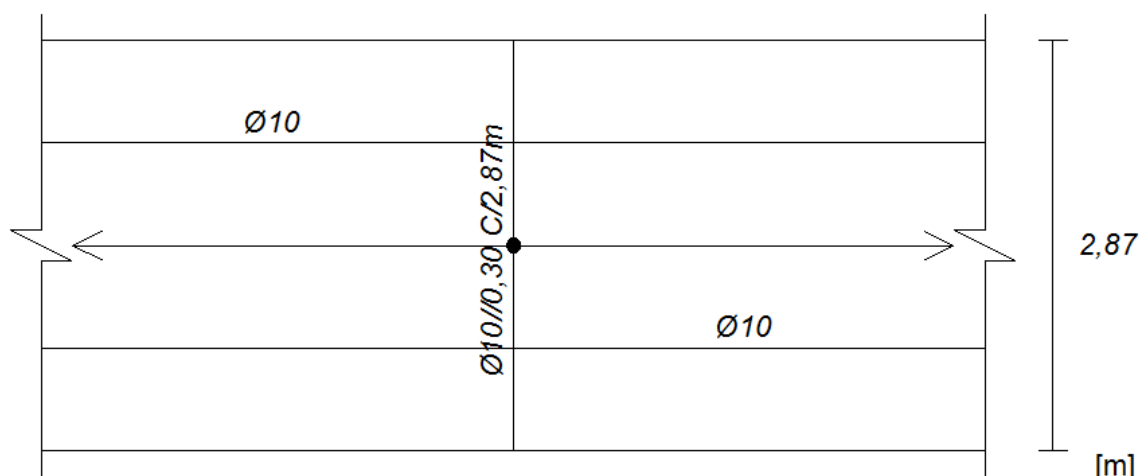


Figura 4.17 - Pormenorização das armaduras de pré-esforço transversal e longitudinal da laje em planta (Marques, J. 2013)

De notar que neste modelo, a armadura de pré-esforço transversal e longitudinal, se encontram ambas na linha neutra. Nos cálculos de dimensionamento, tinha-se chegado à conclusão que o afastamento mínimo, das armaduras de pré-esforço, na vertical seria de 25 mm.

A opção por se colocar, o pré-esforço transversal e longitudinal, na linha neutra é devido às limitações computacionais e por os resultados obtidos se encontrarem do lado da segurança.

4.3.3 Palmilhas

Nesta solução o apoio do carril é contínuo assentando, em toda a sua extensão, sobre uma palmilha que preenche o afastamento de 0,01 m deste à laje.

Na bibliografia refere-se que as palmilhas elásticas da fixação do carril, Rail Pad, da KES têm uma rigidez estática da fixação de 2,9 a 4 kN/mm por metro linear de carril (Esvelt, C. 2001).

Os produtores de fixações, tem feito evoluir estas características, em vias ferroviárias com apoio contínuo do carril, da mesma forma que nos apoios discretos, pelo que se optou neste estudo pelo mesmo valor de rigidez da palmilha estático e dinâmico de 40 kN/mm.

4.4 Análise da modelação numérica

4.4.1 Introdução

Será feito o resumo, da modelação numérica completa, em todas as vertentes, de três dos modelos apresentados acima, do modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra, do modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e do modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal.

Os cálculos relativos aos modelos acima referidos são apresentados no anexo.

Para uma mais fácil compreensão de toda a modelação ver Figura 4.18.

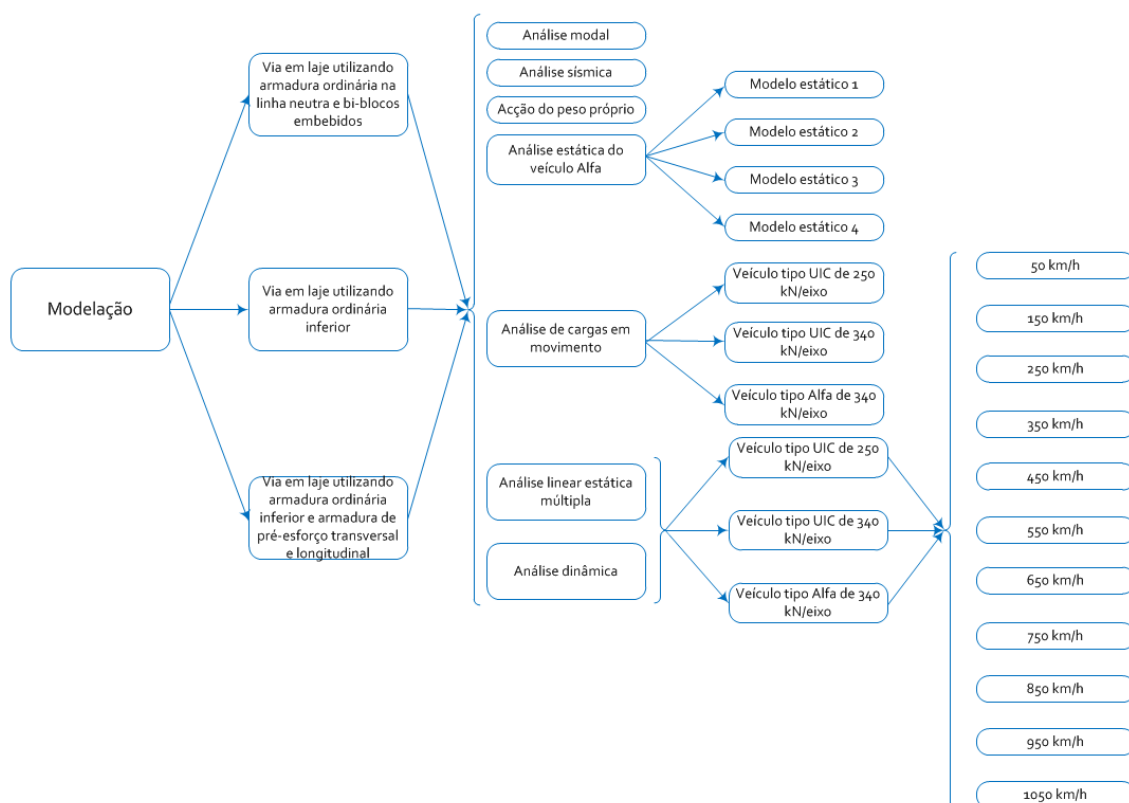


Figura 4.18 - Modelação de todas as vertentes

4.4.2 Considerações relativas a modelação numérica

Introdução

Para a camada de apoio, em material tratado com ligante hidráulico, em todos os modelos, considerou-se um módulo de elasticidade, E_{v2} , de 12 GPa.

Para facilitar a análise foram definidos dois pontos notáveis no centro da laje. Um ponto localiza-se ao nível da fundação, o nó 12.433, e o outro ponto ao nível superior da laje, o nó 12.438.

Modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos

No total, o modelo conta com 37.247 nós, 29.952 elementos de barra e 8.352 frames.

Modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior

No total, o modelo conta com 24.871 nós, 19.968 elementos de barra e 5.476 frames.

Modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal

No total, o modelo conta com 24.871 nós, 19.968 elementos de barra e 5.476 frames.

Conclusão

O modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos conta com mais nós, elementos de barra e de frames devido à existência de travessas bi-bloco, e à ligação entre estes por varões.

4.4.3 Análise modal

Introdução

Para a análise modal, foram calculados os primeiros doze modos de vibração, tendo-se obtido o período e depois calculada a frequência, como é definido na expressão (4.6),

$$f = \frac{1}{T} \quad (4.6)$$

Modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos

As frequências próprias da via em laje, associadas à deformação vertical, variam entre os 540 Hz no modo 1 e os 649 Hz do modo 12.

Modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior

As frequências próprias da via em laje, associadas à deformação vertical, variam entre os 543 Hz no modo 1 e os 675 Hz do modo 12.

Modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal

As frequências próprias da via em laje, associadas à deformação vertical, variam entre os 543 Hz no modo 1 e os 675 Hz do modo 12.

Conclusão

Os valores obtidos para a frequência própria das três vias em laje são semelhantes aos obtidos em estudos similares (Brenschede, 2000).

4.4.4 Análise sísmica

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor e o maior deslocamento obtidos na análise sísmica, o que significa a maior amplitude enquanto as outras são mais homogéneas no deslocamento, ver Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Deslocamentos obtidos da análise sísmica

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-0,000078	-0,000091
Armadura ordinária inferior	-0,000083	-0,000090
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-0,000083	-0,000090

4.4.5 Acção do peso próprio

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor e o maior deslocamento obtidos relativos à acção do peso próprio, o que significa a maior amplitude enquanto as outras são mais homogéneas no deslocamento, ver Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Deslocamentos relativos à acção do peso próprio

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-0,000769	-0,000884
Armadura ordinária inferior	-0,000818	-0,000878
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-0,000818	-0,000878

O modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e o modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal apresentam os mesmos deslocamentos devidos à acção do peso próprio.

4.4.6 Análise estática para o veículo tipo Alfa

Neste subcapítulo será feita a análise estática, com as cargas dos eixos colocadas em quatro posições sucessivas ao longo da laje, simulando a deslocação do veículo da esquerda para a direita ao longo dessa. Estas quatro posições, com a localização dos eixos, relativamente ao início da laje, de 9,15 m, 9,30 m, 9,45 m e 9,60 m, constituem assim os quatro modelos estáticos de carga estudados, ver diagrama da Figura 4.19.

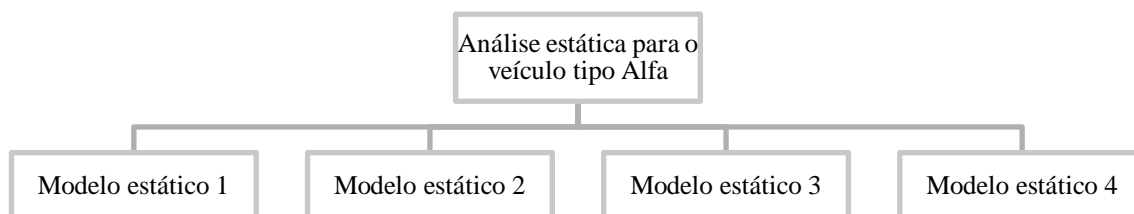


Figura 4.19 - Diagrama da análise estática para o veículo Alfa de 340 kN/eixo

Modelo estático 1

Neste modelo estático consideram-se as cargas do veículo Alfa, de 340 kN/eixo, distribuídas conforme se pode ver na Figura 4.20.

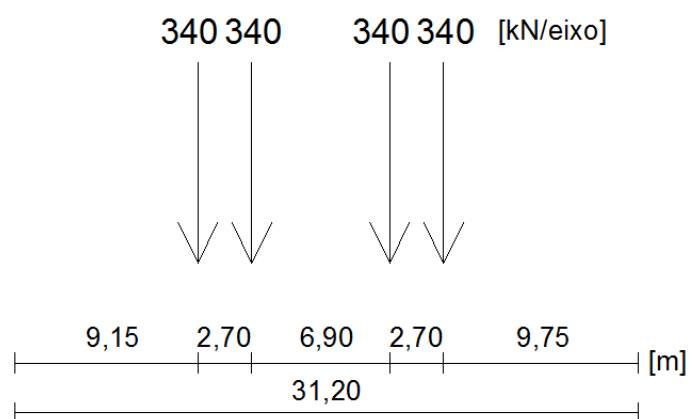


Figura 4.20 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 1

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o deslocamento máximo ligeiramente inferior no entanto pode-se considerar que todas as lajes apresentam o mesmo deslocamento máximo, ver Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 1

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-7,235E-09	-0,039
Armadura ordinária inferior	-1,226E-08	-0,040
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-1,226E-08	-0,040

Modelo estático 2

Neste modelo estático consideram-se as cargas distribuídas conforme se pode ver na Figura 4.21.

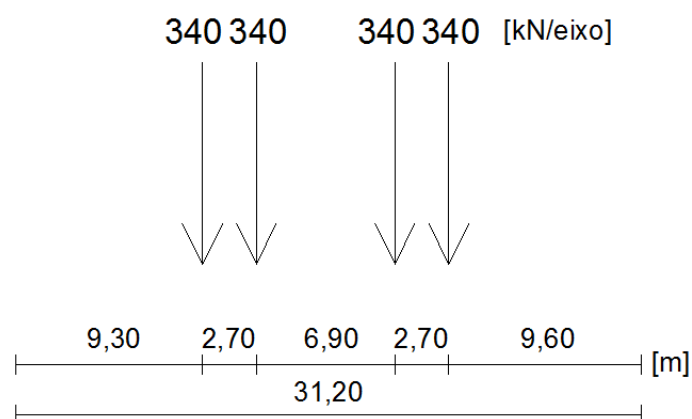


Figura 4.21 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 2

Todas as vias em laje apresentam o mesmo deslocamento máximo, igual ao do modelo estático 1, ver Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 2

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-9,041E-09	-0,040
Armadura ordinária inferior	-1,531E-08	-0,040
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-1,531E-08	-0,040

Modelo estático 3

Neste modelo estático consideram-se as cargas distribuídas conforme se pode ver na Figura 4.22.

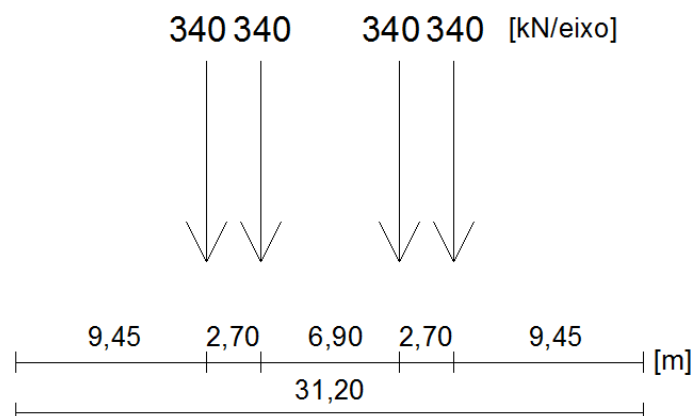


Figura 4.22 – Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 3

Pode-se considerar que todas as lajes apresentam o mesmo deslocamento máximo, iguais aos modelos anteriores, ver Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 3

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-1,132E-08	-0,039
Armadura ordinária inferior	-1,911E-08	-0,040
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-1,911E-08	-0,040

Modelo estático 4

Neste modelo estático consideram-se as cargas distribuídas conforme se pode ver na Figura 4.23.

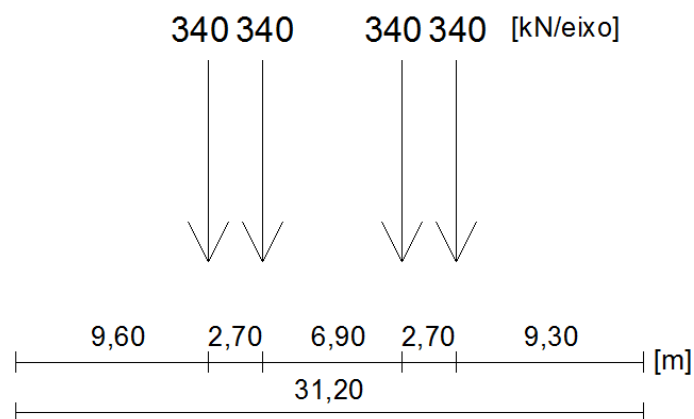


Figura 4.23 - Localização longitudinal das cargas por eixo do veículo para o modelo estático 4

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor deslocamento máximo, neste caso cerca de um terço do deslocamento das lajes com armadura inferior, ver Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Deslocamentos relativos ao modelo estático 4

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	-9,041E-09	-0,040
Armadura ordinária inferior	-1,531E-08	-0,040
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	-1,531E-08	-0,040

Conclusão

Nas análises estáticas, relativas ao veículo alfa, a via em laje com armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco, apresenta o menor deslocamento máximo ou na pior das hipóteses igual aos outros tipos de vias.

4.4.7 Análise de cargas em movimento

Neste subcapítulo será feita a análise de cargas em movimento, para veículos de vários tipos, ver diagrama da Figura 4.24.

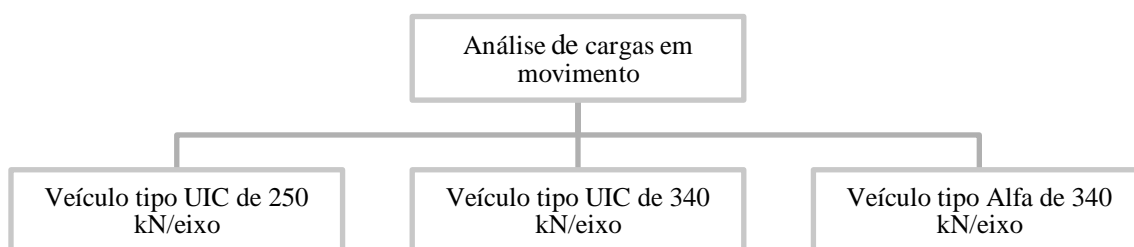


Figura 4.24 - Diagrama da análise de cargas em movimento

Na análise de cargas em movimento, o programa de cálculo considerou as cargas em movimento, sem necessidade de se definir a velocidade.

Análise de cargas em movimento do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o maior deslocamento máximo, ver Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Deslocamentos relativos do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,063
Armadura ordinária inferior	0	-0,043
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,043

Análise de cargas em movimento do veículo tipo UIC de 340 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o maior deslocamento máximo, ver Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Deslocamentos relativos do veículo tipo UIC de 340 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,085
Armadura ordinária inferior	0	-0,058
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,058

Análise de cargas em movimento do veículo Alfa de 340 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o maior deslocamento máximo, ver Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Deslocamentos relativos do veículo tipo Alfa de 340 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,069
Armadura ordinária inferior	0	-0,058
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,058

Conclusão

Nas análises de cargas em movimento, para veículos de vários tipos, a via em laje com armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco, apresenta sempre o maior deslocamento máximo.

4.4.8 Análise linear estática múltipla

Neste subcapítulo será feita uma análise linear estática de múltiplos passos, para veículos de vários tipos, em que será definida a velocidade do veículo ferroviário, entre os 50 e os 1.050 km/h, com incrementos de 100 km/h, ver diagrama da Figura 4.25.

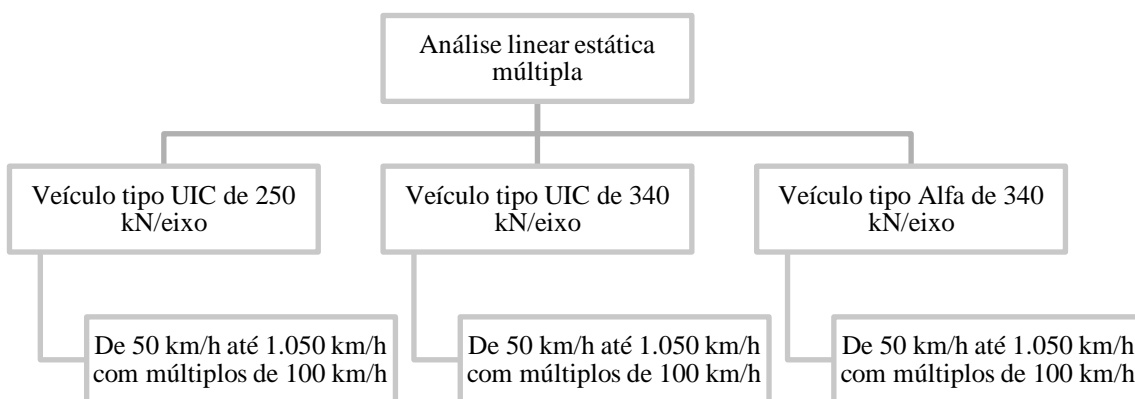


Figura 4.25 - Diagrama da análise linear estática múltipla

Análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra e a de armadura ordinária inferior apresentam o menor deslocamento máximo, ver Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 250 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,031
Armadura ordinária inferior	0	-0,031
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,041

Análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC de 340 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor deslocamento máximo, ver Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Deslocamentos da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 340 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,041
Armadura ordinária inferior	0	-0,042
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,042

Análise linear estática múltipla do veículo tipo Alfa de 340 kN/eixo

As três vias apresentam o mesmo deslocamento máximo, ver Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Deslocamentos da análise linear estática múltipla do veículo tipo Alfa

Via em laje	Deslocamento	
	Mínimo	Máximo
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0	-0,040
Armadura ordinária inferior	0	-0,040
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0	-0,040

4.4.9 Análise dinâmica

Análise em que as cargas estáticas serão analisadas, em termos de tempo e definida a velocidade do veículo ferroviário, de forma a captar o efeito dinâmico das cargas.

Enquanto nas análises estáticas a laje só se encontra sujeita a deslocamentos verticais negativos, sucede que com a análise dinâmica, se verificam deslocamentos verticais positivos, sendo estes indicados pelos deslocamentos mínimos.

Neste subcapítulo será feita uma análise dinâmica, para veículos de vários tipos, em que será definida a velocidade do veículo ferroviário, ver diagrama da Figura 4.26.

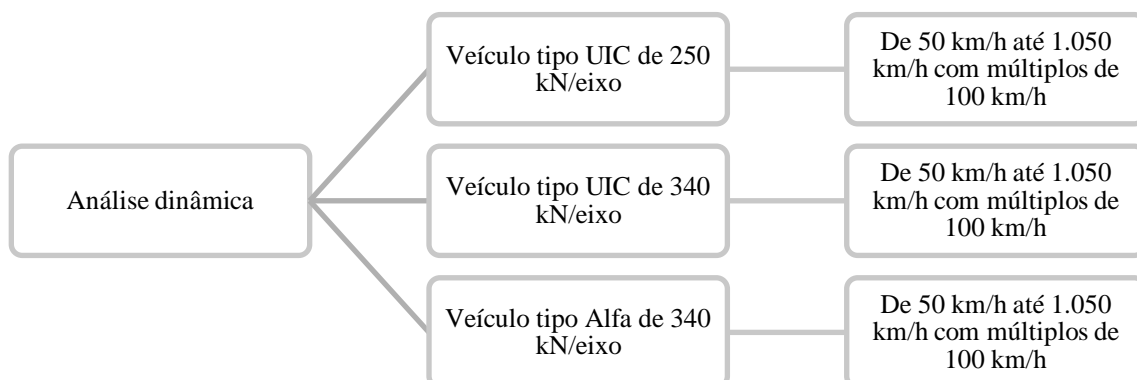


Figura 4.26 - Diagrama da análise dinâmica

Análise dinâmica do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo

As três vias apresentam o mesmo deslocamento máximo, ver Tabela 4.13.

A via com armadura ordinária inferior com pré-esforço transversal e longitudinal apresenta o maior deslocamento de tracção.

Tabela 4.13 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 250 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Ascendente	Descendente
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0,002000	-0,031
Armadura ordinária inferior	0,001662	-0,031
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0,004172	-0,031

Análise dinâmica do veículo tipo UIC de 340 kN/eixo

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o maior deslocamento máximo, ver Tabela 4.14.

A via com armadura ordinária inferior apresenta o maior deslocamento de tracção.

Tabela 4.14 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo UIC com 340 kN/eixo

Via em laje	Deslocamento	
	Ascendente	Descendente
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0,014000	-0,043
Armadura ordinária inferior	0,005676	-0,042
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0,004150	-0,042

Análise dinâmica do veículo tipo Alfa de 340 kN/eixo

As três vias apresentam o mesmo deslocamento máximo, ver Tabela 4.15.

A via com armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco apresenta o maior deslocamento de tracção.

Tabela 4.15 – Deslocamento da análise linear estática múltipla do veículo tipo Alfa

Via em laje	Deslocamento	
	Ascendente	Descendente
	mm	mm
Armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco	0,005014	-0,041
Armadura ordinária inferior	0,004386	-0,041
Armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	0,004980	-0,041

4.5 Considerações finais

Foram estudados três dos modelos desenvolvidos, nomeadamente o modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos, o modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e o modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal.

O módulo de elasticidade da camada de apoio em material tratado com ligante hidráulico considerado foi de E_{v2} de 12 GPa (Marques, J. 2013).

O modelo de laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos embebidos apresenta uma frequência própria inferior às outras lajes.

O modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e o modelo de laje utilizando armadura ordinária inferior e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal apresentam a mesma frequência própria.

Os valores obtidos para a frequência própria das três vias em laje são semelhantes aos obtidos em estudos similares.

A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor e o maior deslocamento obtidos na análise sísmica, o que significa a maior amplitude enquanto as outras são mais homogéneas no deslocamento, apresentando deslocamentos mais reduzidos.

As análises estáticas para o veículo Alfa foram realizadas com as cargas estáticas, colocada em várias posições. A via com armadura ordinária na linha neutra e travessas bi-bloco apresenta em todos eles o menor deslocamento máximo. A situação mais gravosa foi a do modelo estático quatro.

Na análise de cargas em movimento do veículo tipo UIC de 250 kN/eixo, de 340 kN/eixo e Alfa de 340 kN/eixo, a via em laje com armadura ordinária na linha neutra, apresenta o maior

deslocamento máximo, de todas as análises de carga em movimento. As vias em laje com armadura ordinária inferior, sem pré-esforço e com pré-esforço transversal e longitudinal, em cada análise, apresentam os mesmos deslocamentos.

Na análise linear estática de múltiplos passos, em que foi definida a velocidade, dos veículos tipo UIC de 250 kN/eixo, de 340 kN/eixo e Alfa de 340 kN/eixo, considerando a velocidade dos veículos ferroviários entre os 50 e os 1.050 km/h, com incrementos de 100 km/h. A via em laje com armadura ordinária na linha neutra apresenta o menor deslocamento máximo, no veículo UIC de 250 kN/eixo e de 340 kN/eixo e o mesmo deslocamento das outras lajes no veículo Alfa de 340 kN/eixo.

Na análise dinâmica as cargas estáticas foram analisadas em termos de tempo e definida a velocidade do veículo ferroviário, como no caso anterior, de forma a captar o efeito dinâmico das cargas. Constatou-se que, neste caso, a laje se encontra sujeita a deslocamentos verticais positivos.

As três vias apresentam o mesmo deslocamento máximo para o veículo UIC de 250 kN/m e para o veículo Alfa de 340 kN/eixo, mas para o veículo mais gravoso o UIC de 340 kN/eixo a via em laje com armadura na linha neutra e travessas bi-bloco apresenta maior deslocamento que as outras lajes.

Os três tipos de lajes apresentam um bom comportamento em todas as situações.

Através da análise dinâmica, consegue-se concluir que as duas vias em laje com armadura ordinária inferior, sem pré-esforço e com pré-esforço transversal e longitudinal, apresentam um melhor comportamento.

Para uma análise mais aprofundada e mais próxima da realidade aconselha-se o recurso à análise dinâmica.

Da análise dinâmica, pode-se verificar a existência de tracção, o que torna a laje com armadura ordinária inferior e pré-esforçada transversalmente e longitudinalmente, a laje com melhores características para responder a todas as situações.

Da análise dinâmica, do veículo UIC de 340 kN, obtiveram-se os seguintes deslocamentos à tracção nos três modelos estudados: 0,014 mm na laje com armadura ordinária na linha neutra, de 0,0056 mm na laje com armadura ordinária inferior, e de 0,0041 mm, na laje com armadura ordinária inferior e pré-esforçada nas duas direcções. No segundo modelo o deslocamento é menor devido à melhoria de qualidade do betão e ao apoio contínuo do carril enquanto no último modelo, o valor mais baixo de todos é também devido ao facto da laje estar em compressão, apresentando desta forma um melhor comportamento à fendilhação.

O estudo foi feito considerando o pré-esforço longitudinal na linha neutra o que não é possível de executar em obra. A sua realização implica uma excentricidade mínima do pré-esforço de 25 mm o que significa uma possível melhoria no comportamento da laje ferroviária.

É de frisar, que se o estudo fosse de via balastrada os deslocamentos esperados estariam próximos de 1 mm, enquanto nas vias em laje estudadas os deslocamentos máximos não se aproximam sequer dos 0,1 mm.

5 Estudos paramétricos da influência da camada de apoio

5.1 Estudo da rigidez da camada de apoio

5.1.1 Introdução

Neste capítulo, os cinco modelos de laje serão analisados considerando a camada de apoio subjacente com diferentes módulos de deformabilidade equivalente.

Os valores de módulos de deformabilidade são os correspondentes aos medidos no segundo ciclo de carga do ensaio de carga com placa, sendo em seguida, no capítulo, apenas referenciado, como E_{v2} .

Os E_{v2} considerados são de 12 GPa, 8 GPa, 160 MPa, 80 MPa e 40 MPa. Estes valores representam uma larga gama de variação, reproduzindo desde módulos de deformabilidade de camadas tratadas com ligantes hidráulicos, 12 GPa, até camadas de apoio de baixa qualidade, 40 MPa, tentando desta forma simular várias condições de apoio e analisar o comportamento das lajes modeladas em diversas situações.

O estudo será realizado considerando velocidades de circulação, dos veículos ferroviários, de 350 km/h e 500 km/h, ver Figura 5.1.

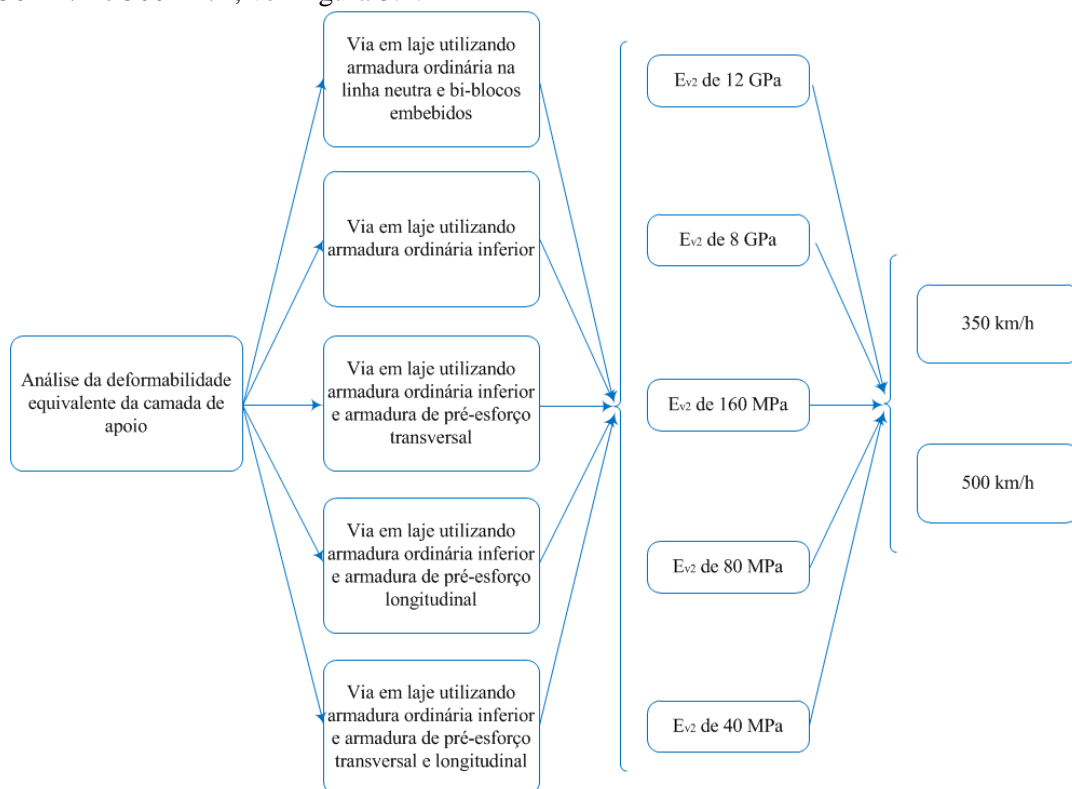


Figura 5.1-Análise da deformada equivalente da camada de apoio dos casos de estudo(Marques, J. 2013)

As cargas estáticas serão analisadas, em termos de tempo e definida a velocidade do veículo ferroviário, de forma a captar o efeito dinâmico das cargas.

Enquanto nas análises estáticas a laje só se encontra sujeita a deslocamentos verticais negativos sucede que, com a análise dinâmica se verificam deslocamentos verticais positivos.

O tipo de veículo a considerar na análise é o Alfa com 340 kN/eixo, definido em capítulo anterior, ver Figura 5.2.

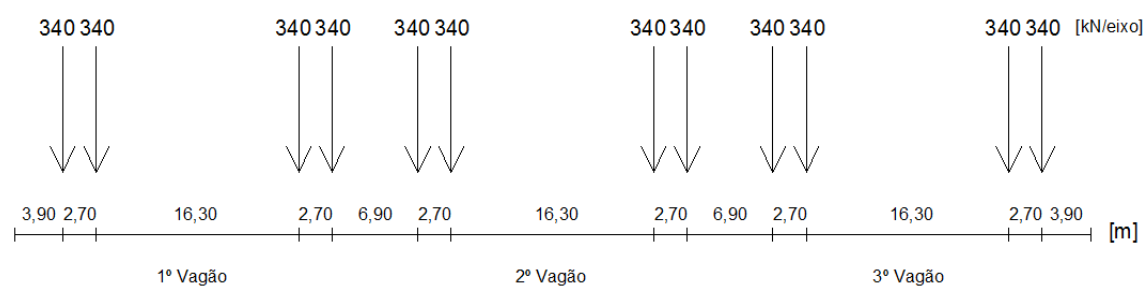


Figura 5.2 – Esquema longitudinal das cargas mais gravosas, a considerar por eixo, do veículo tipo Alfa

5.1.2 Resultados obtidos para E_{V2} de 12 GPa

O deslocamento vertical máximo descendente é de -0,033 mm, sendo igual em todos os modelos. O deslocamento vertical máximo ascendente é de 0,004 mm, e ocorre na laje com armadura ordinária na linha neutra, para a velocidade de 500 km/h, ver Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 12 GPa

Velocidade	Deslocamento da laje - 12 GPa									
	Laje com armadura ordinária na linha neutra		Laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	
	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente
km/h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350	2,21E-03	-0,033	6,38E-04	-0,033	6,41E-04	-0,033	6,41E-04	-0,033	6,41E-04	-0,033
500	3,73E-03	-0,031	1,49E-03	-0,033	1,49E-03	-0,033	1,49E-03	-0,033	1,50E-03	-0,033

5.1.3 Resultados obtidos para E_{V2} de 8 GPa

O deslocamento vertical máximo descendente é de -0,041 mm e, e ocorre no modelo da laje com armadura ordinária na linha neutra, para a velocidade de 500 km/h. O deslocamento vertical máximo ascendente, é de 0,003, e ocorre no modelo da laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço, para a velocidades de 350 km/h, ver Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 8 GPa

Velocidade	Deslocamento da laje - 8 Gpa									
	Laje com armadura ordinária na linha neutra		Laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	
	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente
km/h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350	9,09E-04	-0,040	3,01E-03	-0,039	1,24E-03	-0,040	1,24E-03	-0,040	7,71E-04	-0,037
500	1,28E-03	-0,041	2,75E-03	-0,040	2,77E-03	-0,040	2,72E-03	-0,040	2,75E-03	-0,034

5.1.4 Resultados obtidos para E_{V2} de 160 MPa

O deslocamento vertical máximo descendente é de -0,097 mm e o ascendente é de 0,026 mm, e ocorrem os dois no modelo da laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal, para velocidades de 500 km/h, ver Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 160 MPa

Velocidade	Deslocamento da laje - 160 MPa									
	Laje com armadura ordinária na linha neutra		Laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	
	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente
km/h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350	7,89E-03	-0,089	0,011	-0,094	0,011	-0,094	0,011	-0,094	0,011	-0,094
500	0,023	-0,095	0,024	-0,097	0,024	-0,097	0,024	-0,097	0,026	-0,097

5.1.5 Resultados obtidos para E_{V2} de 80 MPa

O deslocamento vertical máximo descendente é de -0,160 mm, e ocorre na laje com armadura ordinária na linha neutra, para a velocidade de 350 km/h. O deslocamento vertical máximo ascendente, é de 0,068 mm, sendo igual em todos os modelos de laje com armadura ordinária inferior, e ocorre para velocidades de 500 km/h, ver Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{V2} de 80 MPa

Velocidade	Deslocamento da laje - 80 Mpa									
	Laje com armadura ordinária na linha neutra		Laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	
	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente
km/h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350	0,036	-0,160	0,034	-0,143	0,034	-0,143	0,034	-0,143	0,034	-0,143
500	0,066	-0,151	0,068	-0,152	0,068	-0,152	0,068	-0,152	0,068	-0,152

5.1.6 Resultados obtidos para E_{v2} de 40 MPa

O deslocamento vertical máximo descendente é de -0,252 mm, e ocorre na laje com armadura ordinária na linha neutra, para a velocidade de 350 km/h. O deslocamento vertical máximo ascendente, é de 0,116 mm, e ocorre no modelo da laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço, para 350 km/h, ver Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Deslocamentos de laje obtidos para camada de apoio com E_{v2} de 40 MPa

Velocidade	Deslocamento da laje - 40 MPa									
	Laje com armadura ordinária na linha neutra		Laje com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal		Laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal	
	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente	Ascendente	Descendente
km/h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
350	0,113	-0,252	0,116	-0,235	0,115	-0,234	0,115	-0,234	0,115	-0,234
500	0,077	-0,228	0,097	-0,223	0,097	-0,224	0,097	-0,224	0,097	-0,224

5.2 Estudo da ausência da camada de apoio

5.2.1 Introdução

Neste subcapítulo, será analisada, a laje com armadura ordinária inferior e com pré-esforço transversal e longitudinal quando assente em camadas de apoio com módulo de deformabilidade equivalente de 12 GPa, módulo E_{v2} , corresponde ao medido no segundo ciclo de carga do ensaio de carga com placa.

O tipo de veículo a considerar na análise é o Alfa com 340 kN/eixo, definido em capítulo anterior.

O estudo será realizado, considerando, velocidades de circulação, dos veículos ferroviários, de 500 km/h.

A degradação da qualidade da camada de apoio da via em laje, é simulada pela ausência parcial desta camada na continuidade da laje. Assim, simula-se uma situação de deslizamento de terras ou outras consequências de catástrofes naturais.

A ausência de apoios pode estar relacionada com o número de eixos que passam na zona onde esta, camada de apoio falta. Assim, dependendo da distancia entre eixos, uma certa extensão de falta de apoio corresponde a um ou mais eixos que solicitam a zona de falta de apoio simulada.

Para este estudo, os apoios da via em laje serão retirados, medindo de seguida o deslocamento obtido, para cada novo acréscimo de vão, correspondendo à falta de apoio acrescida, ver diagrama da Figura 5.3.

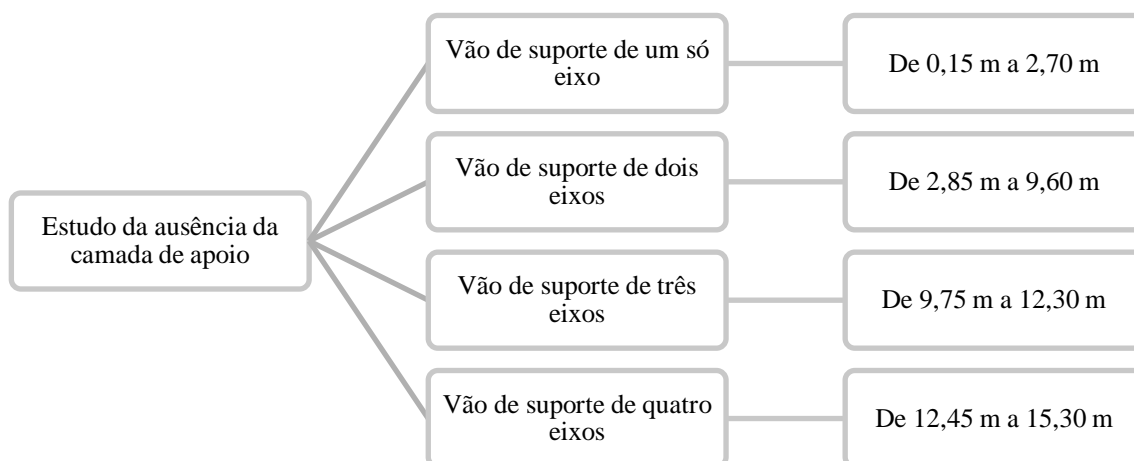


Figura 5.3 - Diagrama do estudo da ausência da camada de apoio da via

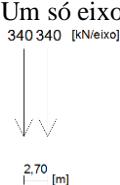
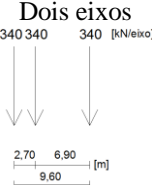
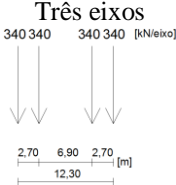
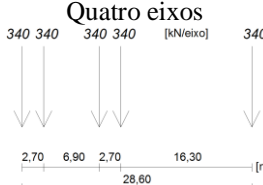
Análise em que as cargas estáticas serão analisadas em termos de tempo e definida a velocidade do veículo ferroviário de forma a captar o efeito dinâmico das cargas.

Enquanto nas análises estáticas a laje só se encontra sujeito a deslocamentos verticais negativos sucede que com a análise dinâmica se verificam deslocamentos verticais positivos.

5.2.2 Falta de apoio da via

Neste estudo foram retirados os apoios gradualmente, de 0,15 m de extensão de cada vez, até 15,30 m e os resultados obtidos nos cálculos apresenta-se na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Vãos de suporte

Um só eixo			Dois eixos			Três eixos			Quatro eixos		
											
Vão			Vão			Vão			Vão		
Deslocamento da laje			Deslocamento da laje			Deslocamento da laje			Deslocamento da laje		
Ascendente	Descendente		Ascendente	Descendente		Ascendente	Descendente		Ascendente	Descendente	
m	mm	mm	m	mm	mm	m	mm	mm	m	mm	mm
0,15	0,000414	-0,033	2,85	0,003736	-0,047	9,75	0,003630	-0,147	12,45	0,015000	-0,193
0,30	0,000415	-0,033	3,00	0,003729	-0,048	9,90	0,007091	-0,152	12,60	0,014000	-0,196
0,45	0,000505	-0,033	3,15	0,003723	-0,048	10,05	0,011000	-0,157	12,75	0,012000	-0,198
0,60	0,000598	-0,033	3,30	0,003709	-0,049	10,20	0,014000	-0,162	12,90	0,011000	-0,200
0,75	0,000656	-0,033	3,45	0,003740	-0,050	10,35	0,017000	-0,166	13,05	0,009036	-0,202
0,90	0,000931	-0,033	3,60	0,003766	-0,050	10,50	0,018000	-0,170	13,20	0,007061	-0,204
1,05	0,001204	-0,033	3,75	0,003811	-0,051	10,65	0,018000	-0,169	13,35	0,005116	-0,207
1,20	0,003969	-0,032	3,90	0,003856	-0,053	10,80	0,017000	-0,165	13,50	0,003698	-0,209
1,35	0,003970	-0,034	4,05	0,003885	-0,055	10,95	0,014000	-0,161	13,65	0,003327	-0,212
1,50	0,003885	-0,036	4,20	0,003913	-0,056	11,10	0,011000	-0,161	13,80	0,003443	-0,217
1,65	0,003867	-0,038	4,35	0,003928	-0,059	11,25	0,006825	-0,166	13,95	0,003789	-0,223
1,80	0,003844	-0,040	4,50	0,003924	-0,063	11,40	0,003641	-0,174	14,10	0,003919	-0,229
1,95	0,003800	-0,041	4,65	0,003921	-0,065	11,55	0,005913	-0,180	14,25	0,004505	-0,234
2,10	0,003757	-0,042	4,80	0,003913	-0,068	11,70	0,009461	-0,183	14,40	0,004649	-0,237
2,25	0,003730	-0,043	4,95	0,003884	-0,071	11,85	0,012000	-0,182	14,55	0,005870	-0,238
2,40	0,003729	-0,044	5,10	0,003847	-0,073	12,00	0,014000	-0,181	14,70	0,006673	-0,239
2,55	0,003732	-0,045	5,25	0,003829	-0,075	12,15	0,015000	-0,185	14,85	0,008259	-0,239
2,70	0,003732	-0,046	5,40	0,003787	-0,077	12,30	0,016000	-0,189	15,00	0,009343	-0,240
			5,55	0,004400	-0,081				15,15	0,011000	-0,242
			5,70	0,003806	-0,082				15,30	0,012000	-0,246
			5,85	0,003852	-0,083						
			6,00	0,005491	-0,088						
			6,15	0,006088	-0,090						
			6,30	0,004893	-0,089						
			6,45	0,003644	-0,092						
			6,60	0,003733	-0,095						
			6,75	0,003944	-0,097						
			6,90	0,003855	-0,099						
			7,05	0,003637	-0,102						
			7,20	0,003638	-0,105						
			7,35	0,003636	-0,108						
			7,50	0,003634	-0,111						
			7,65	0,003604	-0,113						
			7,80	0,003591	-0,116						
			7,95	0,003573	-0,118						
			8,10	0,003538	-0,120						
			8,25	0,003549	-0,122						
			8,40	0,003582	-0,124						
			8,55	0,003814	-0,126						
			8,70	0,005330	-0,128						
			8,85	0,006952	-0,131						
			9,00	0,008527	-0,133						
			9,15	0,009305	-0,135						
			9,30	0,008897	-0,137						
			9,45	0,007806	-0,140						
			9,60	0,005210	-0,143						

Como exemplo, são apresentadas de seguida duas das deformadas obtidas. Figura 5.4 apresenta a deformada para ausência da camada de apoio relativa a um eixo.

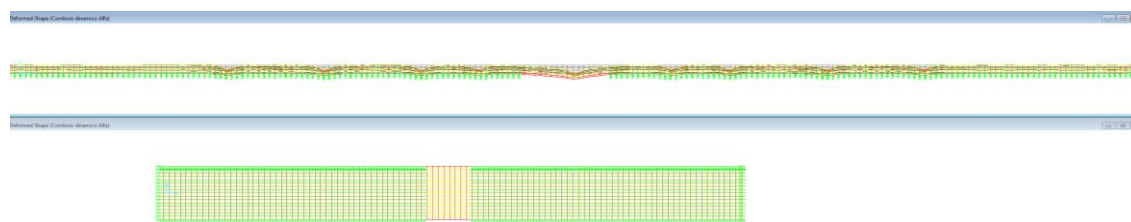


Figura 5.4 - Deformada relativa à ausência de apoios numa extensão 2,55 m

A Figura 5.5 apresenta a deformada para ausência da camada de apoio relativa a três eixos.

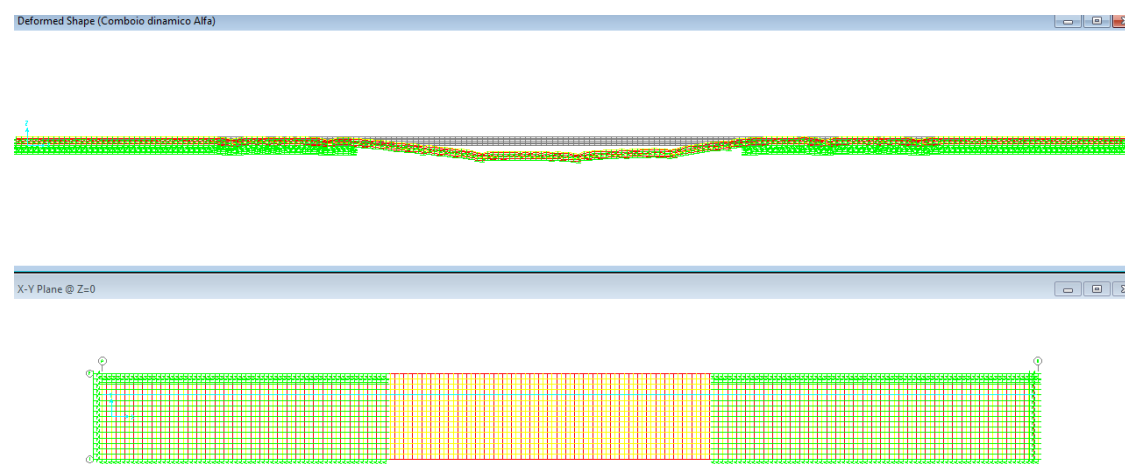


Figura 5.5 - Deformada relativa à ausência de apoios numa extensão 10,95 m

5.3 Considerações finais

Análise da deformabilidade equivalente da camada de apoio

Foram analisados os cinco modelos desenvolvidos, a laje utilizando armadura ordinária na linha neutra e bi-blocos, modelo 1, a laje de armadura ordinária inferior, modelo 2, a laje de armadura ordinária inferior e pré-esforçada transversalmente, modelo 3, a laje de armadura ordinária inferior e pré-esforçada longitudinalmente, modelo 4, a laje de armadura ordinária inferior e pré-esforçada transversalmente e longitudinal, modelo 5. Todas as lajes foram estudadas para velocidades de circulação de 350 km/h e 500 km/h, do veículo Alfa de 340 kN/eixo. Os resultados obtidos relativos aos deslocamentos ascendentes apresentam-se graficamente na Figura 5.6.

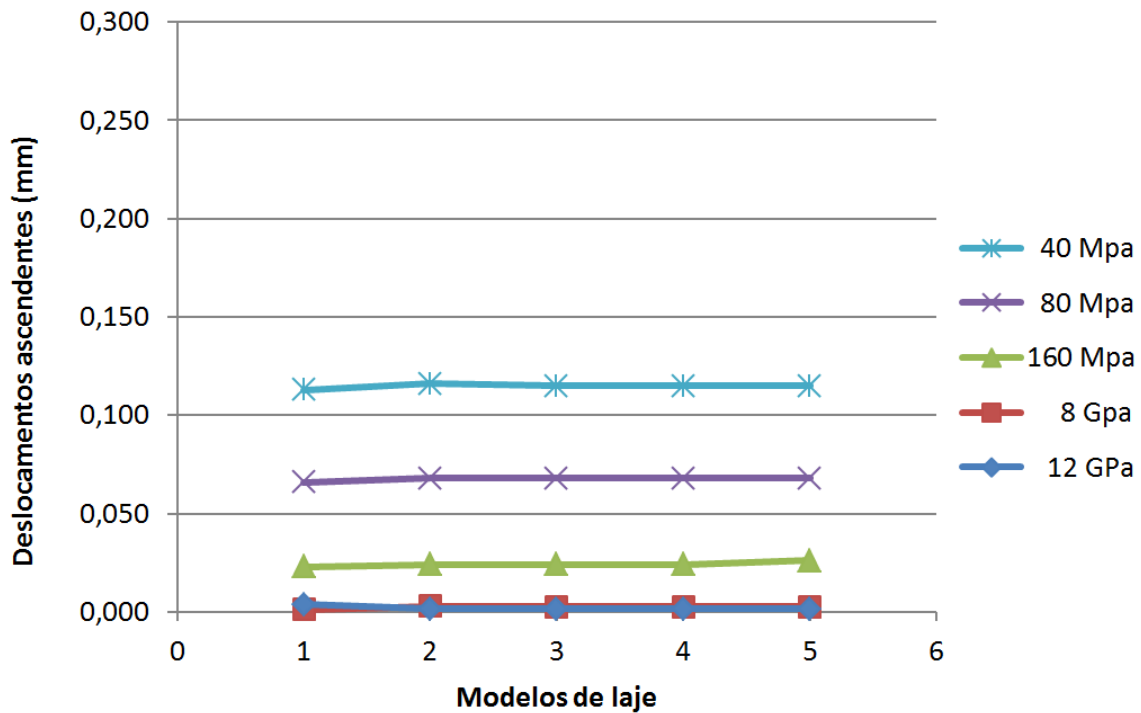


Figura 5.6 - Deslocamentos máximos ascendentes

Os resultados obtidos relativos aos deslocamentos descendentes apresentam-se graficamente na Figura 5.7.

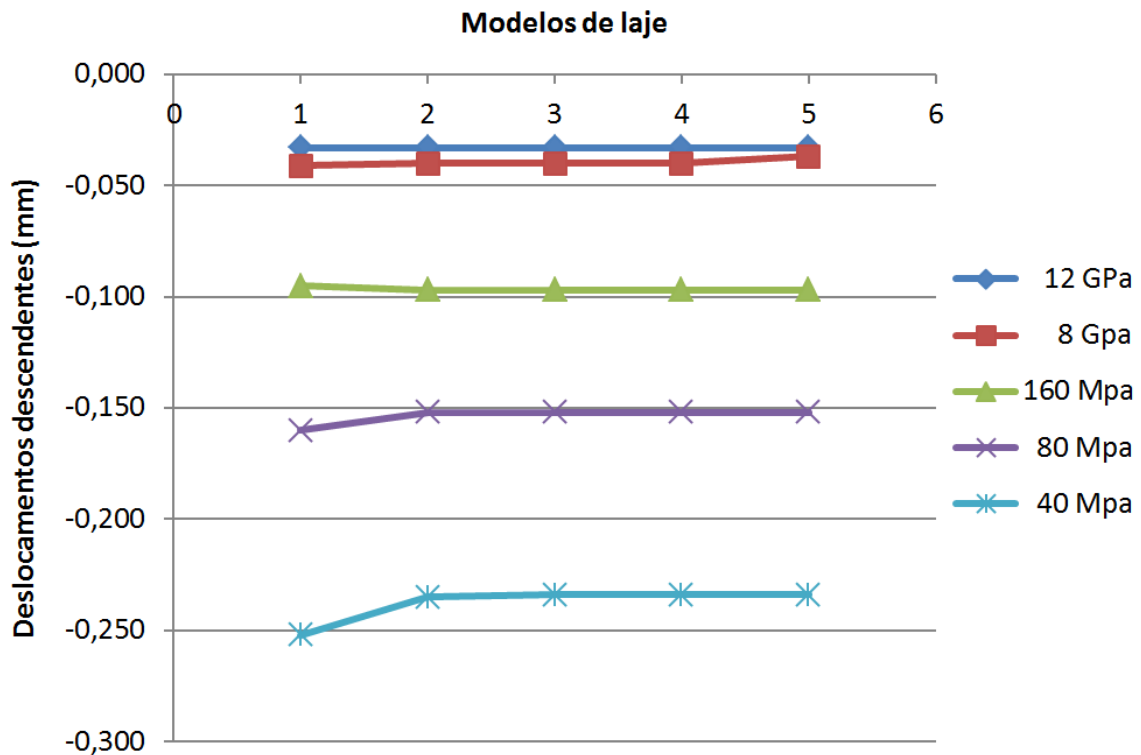


Figura 5.7 - Deslocamentos máximos descendentes

O deslocamento mais importante neste tipo de análise é o deslocamento máximo descendente. Note-se que, para todas as condições de camada de apoio, os deslocamentos obtidos em todos os modelos estudados são semelhantes excepto para o modelo 1, onde se observa um agravamento deste deslocamento para condições de fundação mais fracas, para 40 MPa e 80 MPa.

Os deslocamentos máximos obtidos tanto descendentes como ascendentes foram geralmente obtidos para velocidades de circulação de 500 km/h, excepto para as condições de apoio mais fracas, de 40 MPa. Neste caso, os deslocamentos maiores foram obtidos para a velocidade de 350 km/h.

Conforme o E_{v2} diminui, para 40 MPa, o deslocamento aumenta, para o máximo de 0,252 mm, que é um valor mais próximo dos esperados numa via balastrada de boa qualidade. O deslocamento máximo ascendente também aumenta, para o máximo de 0,116 mm.

A laje que apresenta o pior comportamento e que se agrava conforme se degrada E_{v2} , é a via em laje com armadura ordinária na linha neutra.

Os quatro tipos de vias em laje, com armadura ordinária inferior com e sem pré-esforço, apresentam um deslocamento muito semelhante, em cada E_{v2} , e, sensivelmente melhor do que a laje com a armadura ordinária na linha neutra.

A laje que apresenta melhor comportamento é a via em laje com armadura ordinária na base e pré-esforço transversal e longitudinal.

Estudo do efeito da falta de camada de apoio da via

Como se pode observar na Tabela 5.7 para uma velocidade de circulação, dos veículos ferroviários, de 500 km/h, e na ausência de apoios num vão de 15,30 m o deslocamento vertical máximo descendente é de -0,246 mm, valores que permitem a circulação dos veículos ferroviários em segurança.

Tabela 5.7 - Deslocamentos verticais máximos descendentes e ascendentes em mm

	Um eixo	Dois eixos	Três eixos	Quatro eixos
Ascendente	0,004	0,009	0,018	0,015
Descendente	-0,046	-0,143	-0,189	-0,246

Na via balastrada se suceder uma deficiência na via geralmente a circulação dos veículos ferroviários é completamente interdita (Fontul, S. 2012).

O que se demonstra na via em laje é que uma falha de apoios não é problema e permite que seja recuperada enquanto circulam, mesmo que seja necessário baixar a velocidade dos veículos ferroviários.

6 Durabilidade da via ferroviária em laje

6.1 Introdução

A durabilidade de uma estrutura é a aptidão que esta apresenta para desempenhar as funções para que foi concebida durante o período de vida previsto, sem que seja necessário suportar custos de manutenção e reparação imprevistos (Marques, J. 2013).

Os cálculos de durabilidade consideram uma aproximação aos limites das classes de resistência em que o módulo de elasticidade, do betão, pode melhorar se forem utilizados agregados mais rígidos que a pasta de cimento, considerando proporções de mistura, incluindo os aditivos minerais, e considerando as condições de exposição.

A escolha dos agregados deve ser feita de forma a evitar as reacções expansivas de origem interna, tendo em conta que depois de ocorrer não há uma solução, completamente eficaz, para a resolução do problema.

Na maioria das vezes, a durabilidade das estruturas de betão armado ou pré-esforçado, depende da corrosão das armaduras. Os dois principais tipos de corrosão são a corrosão localizada induzida por cloretos e a corrosão generalizada induzida por carbonatação do betão pela acção do dióxido de carbono.

Para ocorrer corrosão é necessária a presença de oxigénio nas armaduras e humidade para permitir processo electrolítico, se o betão estiver seco a corrosão não ocorre. Em betão saturado onde o oxigénio não consegue penetrar, não se verifica corrosão mas em condições ambientais de ciclos de molhagem e secagem a corrosão é muito intensa (Sousa-Coutinho, 1998).

O estudo da durabilidade da via ferroviária em laje será realizado, de acordo com o apresentado na Figura 6.1.

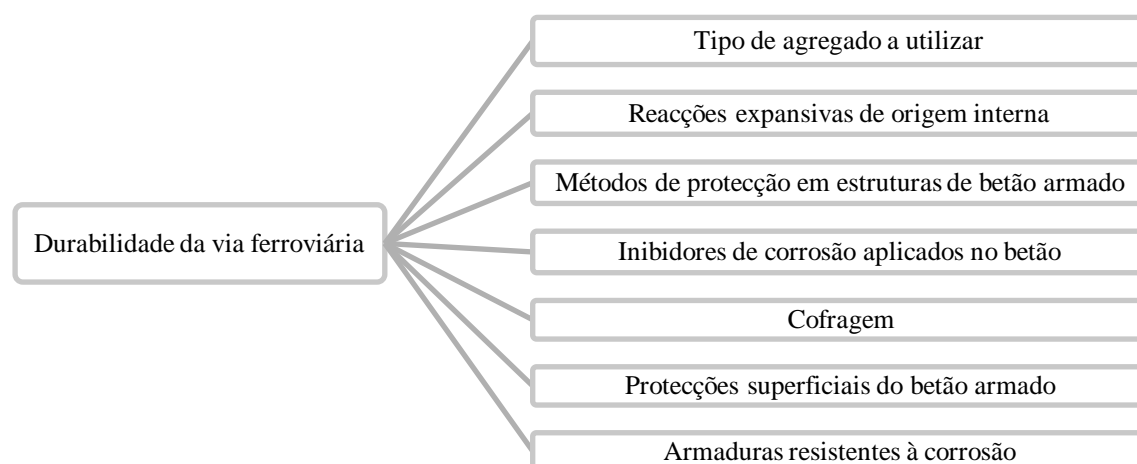


Figura 6.1 – Diagrama do estudo do aumento e melhoria da durabilidade da via ferroviária em laje (Marques, J. 2013)

6.2 Tipo de agregado a utilizar

Os valores do módulo de elasticidade secante, E_{cm} , podem ser estimados a partir da resistência à compressão média, f_{cm} , ver a expressão (6.1),

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (6.1)$$

Em que,

E_{cm} é o módulo de elasticidade secante em GPa

f_{cm} é o valor médio de resistência à compressão em MPa

O módulo de elasticidade secante, E_{cm} , está compreendido entre, ver a expressão (6.2),

$$\sigma_c = 0 \text{ a } 0,4 * f_{cm} \quad (6.2)$$

Em que,

σ_c é a tensão de compressão em MPa

f_{cm} é o valor médio de resistência à compressão em MPa

Na Figura 6.2 apresentam-se os módulos de elasticidade secantes estimados a partir da expressão (6.1), são valores secantes para betão carregados de acordo com a expressão (6.2), com agregados de quartzitos. Para os agregados de calcário o valor é reduzido em 10%, para o arenito é reduzido em 30%, e para os de basalto é aumentada em 20% (CCIP, 2008).

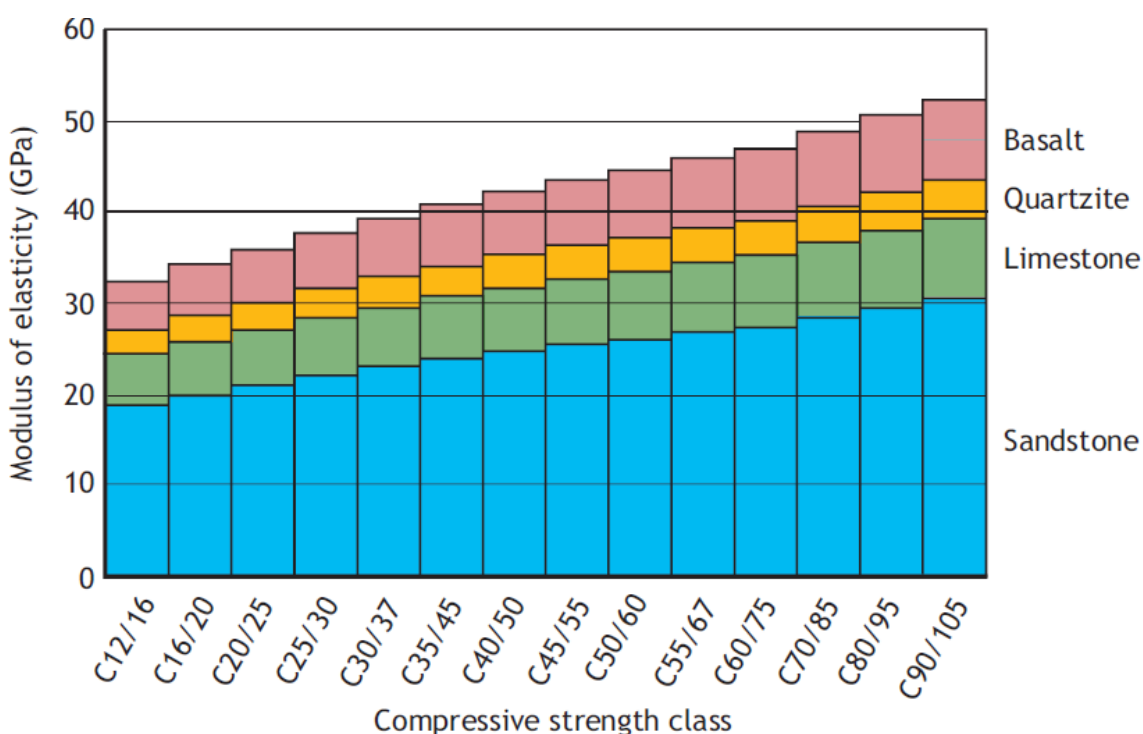


Figura 6.2 - Módulo de elasticidade em relação à classe de resistência à compressão conforme o agregado utilizado (CCIP, 2008)

Em que,
 Basalt é basalto
 Limestone é calcário
 Quartzite é o quartzito
 Sandstone é o arenito ou grés

O módulo de elasticidade secante varia com o tipo de betão e para cada tipo de betão também varia com o tipo de agregado. O módulo de elasticidade do betão foi obtido com o agregado de quartzito e é melhorado em 20% com o agregado de basalto.

O agregado corresponde a 70% do volume do betão e em geral é mais rígido que a pasta de cimento. O que leva a que o valor do módulo de elasticidade do agregado, E_{agg} , contribua significativamente para o valor do módulo de elasticidade do betão, E , (CCIP, 2008).

Na Figura 6.3 apresentam-se os valores estimados de E para o betão de acordo com a BS-EN-1992-1-1. Os valores são comparados com as previsões baseadas na classe de resistência e o valor de E do agregado, a tracejado na figura, que foi obtido usando um modelo desenvolvido para aplicações nucleares (Bamforth et al, 1997). No lado direito da figura é indicada a gravidade específica, SG , associado ao E do agregado (Ide, J. 1936).

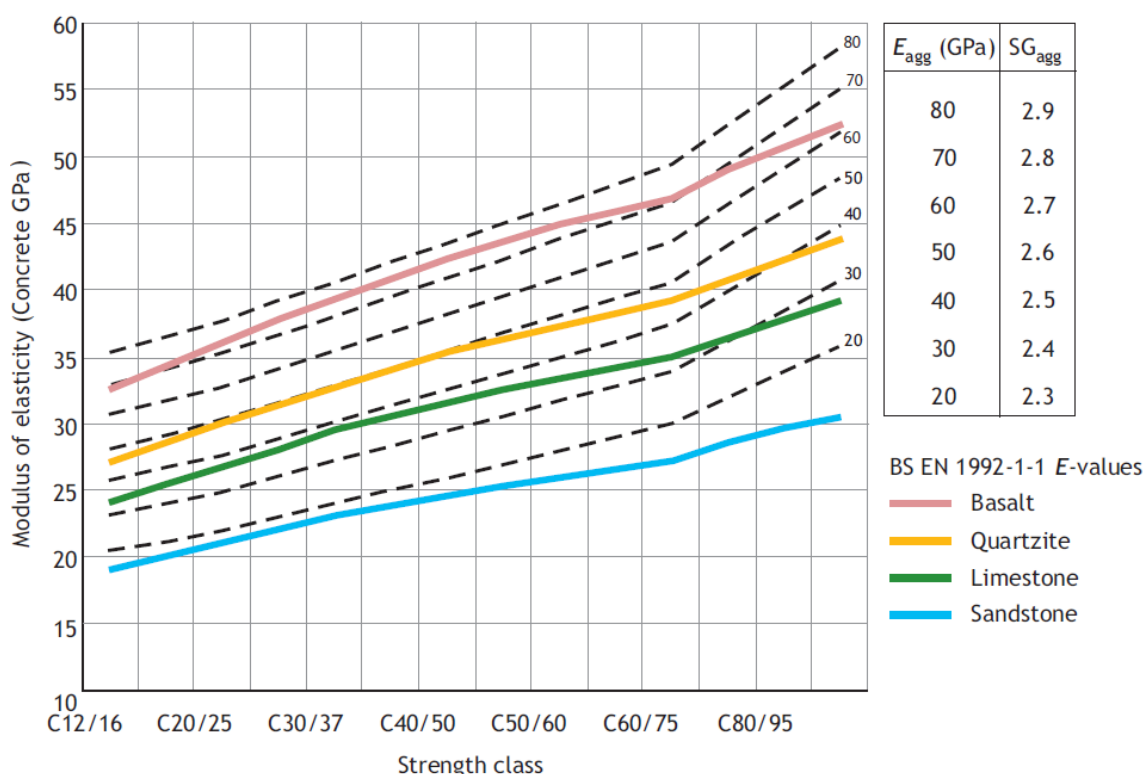


Figura 6.3 - Relação entre a classe de resistência do valor E do agregado considerando a gravidade específica e do valor E betão. (CCIP, 2008)

Para agregados mais rígidos que a pasta de cimento, o valor de E do betão pode ser aumentada em cerca de 5% através do aumento do volume do agregado. Comparado com o tipo de agregado é um pequeno aumento, mas que pode ser usado, sabendo que muitas das vezes não estão disponíveis os agregados com as características pretendidas.

Desde que as cargas de projecto não sejam aplicadas antes dos 28 dias a 20°C, a utilização de cinzas volantes e ou de escórias num betão reduz a deformação elástica e concomitantemente a longo prazo pode ocorrer um ganho de força.

No Reino Unido a UK National no anexo para Eurocódigo 0 recomenda um projecto indicativo de vida útil de 120 anos para a categoria 5, que inclui estruturas de pontes e estruturas de engenharia civil (CCIP, 2008).

Considera-se o betão C45/55, o qual apresenta um módulo de elasticidade de 36 GPa, que é melhorado com o agregado de basalto para 43,2 GPa, superior aos 42 GPa do betão C80/95.

Em Portugal o basalto é abundante, com predominância no arquipélago dos Açores e no da Madeira, mas menos abundante no continente, o que acarretaria custos elevados de transporte do arquipélago dos Açores e ou da Madeira para o continente. Pelo que se o usar basalto deve-se recorrer à extracção no continente e de preferência o mais perto possível da sua utilização.

6.3 Reacções expansivas de origem interna

6.3.1 Introdução

Sob a designação de reacções expansivas de origem interna englobam-se as reacções álcalis-agregado, RAA, e as reacções sulfáticas de origem interna (E461-2007 do LNEC).

6.3.2 Reacção álcalis-agregado

A reacção álcalis-agregado, RAA, enquadram-se nas reacções expansivas de origem interna e constitui uma das condicionantes da durabilidade das estruturas de betão.

Os álcalis, quimicamente, são os elementos que se localizam na primeira coluna da tabela periódica, ver Figura 6.4, mas no cimento apenas se consideram os elementos sódio, Na, e potássio, K.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1A	2A	3A	4A	5A	6A	7A	8A										
1 H 1,00794																	2 He 4,002602
2 Li 6,941	3 Be 9,012182																10 Ne 20,1797
3 Na 22,98976	4 Mg 24,305																18 Ar 39,948
4 K 39,0983	5 Ca 40,078	21 Sc 44,955912	22 Ti 47,867	23 V 50,9415	24 Cr 51,9961	25 Mn 54,938045	26 Fe 55,845	27 Co 58,933195	28 Ni 58,6934	29 Cu 63,546	30 Zn 65,38	31 Ga 69,723	32 Ge 72,63	33 As 74,9216	34 Se 78,96	35 Br 79,904	36 Kr 83,798
5 Rb 85,4678	6 Sr 87,62	39 Y 88,90585	40 Zr 91,224	41 Nb 92,90638	42 Mo 95,96	43 Tc (98)	44 Ru 101,07	45 Rh 102,9055	46 Pd 106,42	47 Ag 107,8682	48 Cd 112,411	49 In 114,818	50 Sn 118,71	51 Sb 121,76	52 Te 127,6	53 I 126,90447	54 Xe 131,29
6 Cs 132,9054	7 Ba 137,327	57-71 *	72 Hf 178,49	73 Ta 180,94788	74 W 183,84	75 Re 186,207	76 Os 190,23	77 Ir 192,227	78 Pt 195,084	79 Au 196,966569	80 Hg 200,59	81 Tl 204,3833	82 Pb 207,2	83 Bi 208,9804	84 Po (209)	85 At (210)	86 Rn (222)
7 Fr (223)	8 Ra (226)	89-103 **	104 Rf (261)	105 Db (262)	106 Sg (266)	107 Bh (264)	108 Hs (277)	109 Mt (268)	110 Ds (271)	111 Rg (280)	112 Cn (285)	113 Nh (284)	114 Fl (289)	115 Uu (288)	116 Lv (293)	117 Uus (294)	118 Uuo (294)
			57 La 138,90547	58 Ce 140,116	59 Pr 140,90766	60 Nd 144,242	61 Pm (145)	62 Sm 150,36	63 Eu 151,964	64 Gd 157,25	65 Tb 158,92535	66 Dy 162,5	67 Ho 164,93032	68 Er 167,259	69 Tm 168,93421	70 Yb 173,054	71 Lu 174,967
			89 Ac (227)	90 Th 232,03806	91 Pa 231,03688	92 U 238,02891	93 Np (237)	94 Pu (244)	95 Am (243)	96 Cm (247)	97 Bk (247)	98 Cf (251)	99 Es (252)	100 Fm (257)	101 Md (288)	102 No (289)	103 Lr (262)
			Nº Atômico	Simbolo	Nome	Massa Atômica											

Figura 6.4 - Tabela periódica (Tabelaperiodicacompleta, 2012)

O processo de reacção álcalis-agregado é uma reacção entre o potássio e a sílica, e entre o sódio e o hidróxido de cálcio presentes no betão. Nesta reacção é formado um gel, que rodeia os agregados numa reacção expansiva, o que provoca a fendilhação generalizada, podendo levar à desintegração do betão. O processo pode ser representado de acordo com o diagrama da Figura 6.5.

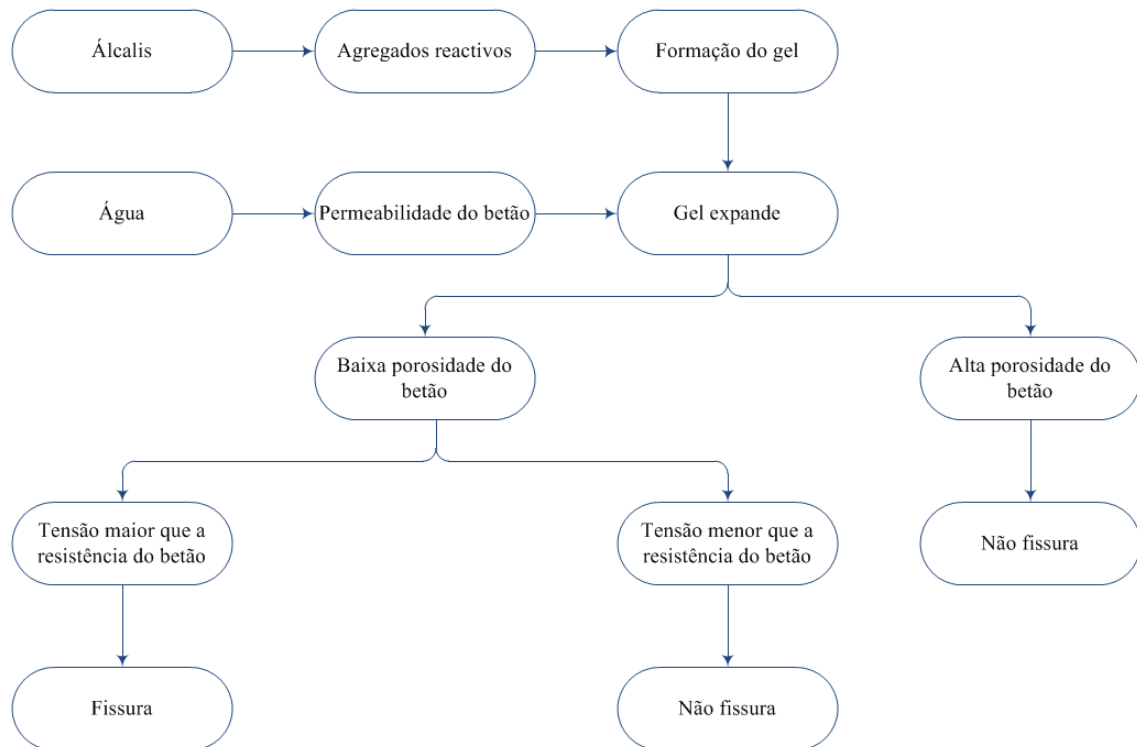


Figura 6.5 - Diagrama do processo de reacção álcalis-agregado (Marques, J. 2013)

A reacção química álcalis-agregado ocorre de forma espontânea e que após se iniciar não se consegue impedir a sua expansão. Esta expansão é acelerada se ocorrerem variações de temperatura, de humidade e se a estrutura estiver sujeita à molhagem e secagem (Reis e outros, 1999).

Os álcalis encontram-se, principalmente, no cimento, na água de amassadura, nos agregados, no material pozzolânico e em agentes externos entre outros.

As regiões com maior concentração de rochas fornecedoras de álcalis são as regiões do Minho, Douro Litoral, Beira Alta e Baixo Alentejo (Fernandes, 2005).

De entre as rochas e minerais potencialmente fornecedores de álcalis, em Portugal, as que mais contribuem com álcalis são as da família dos granitos, ver Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Tipos de minerais e rochas potencialmente fornecedoras de álcalis (E461-2007 do LNEC)

Minerais fornecedores de		Rochas
Potássio	Sódio	
Sanidina Ortoclase Microclina Leucite Biotite Moscovite	Albite Oligoclase Nefelina Sodalite	Granitóides Sieníticas Traquíticas Corneanas Feldspáticas Leptiníticas Arcózicas Grauvacóides

Actualmente distinguem-se três tipos de reacções álcalis-agregado, a reacção álcalis-sílica, álcalis-silicato e álcalis-carbonato.

As reacções álcalis-sílica e álcalis-silicato, que são as mais frequentes e aparecem em geral englobadas na mesma designação de reacções álcalis-sílica e em que intervêm agregados contendo sílica amorfa ou mal cristalizada e certos minerais siliciosos reactivos (E461-2007 do LNEC).

As reacções álcalis-carbonato são as que envolvem certos calcários dolomíticos.

A via ferroviária é uma estrutura de risco elevado, a onde o betão está exposto à humidade exterior com gelo e degelo, ou seja, é uma estrutura de que necessita uma prevenção especial.

As medidas a tomar, para evitar a reacção álcalis-agregado, passam por controlar a alcalinidade da solução dos poros do betão e evitar a presença de um teor crítico de sílica reactiva (E461-2007 do LNEC).

O recurso a uma pintura impermeabilizante, que impossibilite a entrada de humidade no betão, também é uma forma de minimizar o desenvolvimento da reacção álcalis-agregado, pois depois de ocorrer não há uma solução completamente eficaz para resolução do problema.

6.3.3 Reacção sulfática interna

A degradação do betão por sulfatos pode ocorrer a partir do exterior, de uma fonte externa de sulfatos, reacção sulfática de origem externa, RSE, originando a degradação do betão desde a superfície até ao seu interior.

A reacção sulfática de origem interna, RSI, não necessita de uma fonte externa de sulfatos para que as reacções sulfáticas internas tenham lugar, mas é necessário que se verifiquem em simultâneo as quatro condições: temperaturas elevadas do betão jovem; teores críticos de álcalis, trióxido de enxofre, SO_3 , e o aluminato tricálcico, C_3A , do cimento; água em quantidade suficiente; hidróxido de cálcio na solução dos poros do betão em quantidade suficiente (E461-2007 do LNEC).

Como já referido na reacção álcalis-agregado, também nesta situação a via ferroviária, sendo uma estrutura de risco elevado, a onde o betão está exposto à humidade exterior com gelo e degelo, ou seja, é uma estrutura de que necessita uma prevenção especial (E461-2007 do LNEC).

As medidas a tomar, para evitar a reacção sulfática interna, passam por controlar a temperatura máxima do betão nas primeiras idades a 65°C , e, controlar o teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante (E461-2007 do LNEC).

O recurso a uma pintura impermeabilizante, que impossibilite a entrada de humidade no betão, também é uma forma de minimizar o desenvolvimento das reacções sulfáticas internas, pois depois de ocorrer não há uma solução completamente eficaz para resolução do problema.

6.4 Métodos de protecção em estrutura de betão armado

Em estruturas de betão armado e com o passar do tempo, surgem sérios problemas e patologias, muitas das quais causadas pela corrosão.

Quando surgem problemas, são necessárias medidas de manutenção e ou reparação num curto período de tempo. Estas medidas são extremamente dispendiosas.

Uma forma de aumentar a durabilidade da estrutura e diminuir os custos de manutenção e/ou reparação é a utilização de métodos adicionais de protecção, ver Figura 6.6.

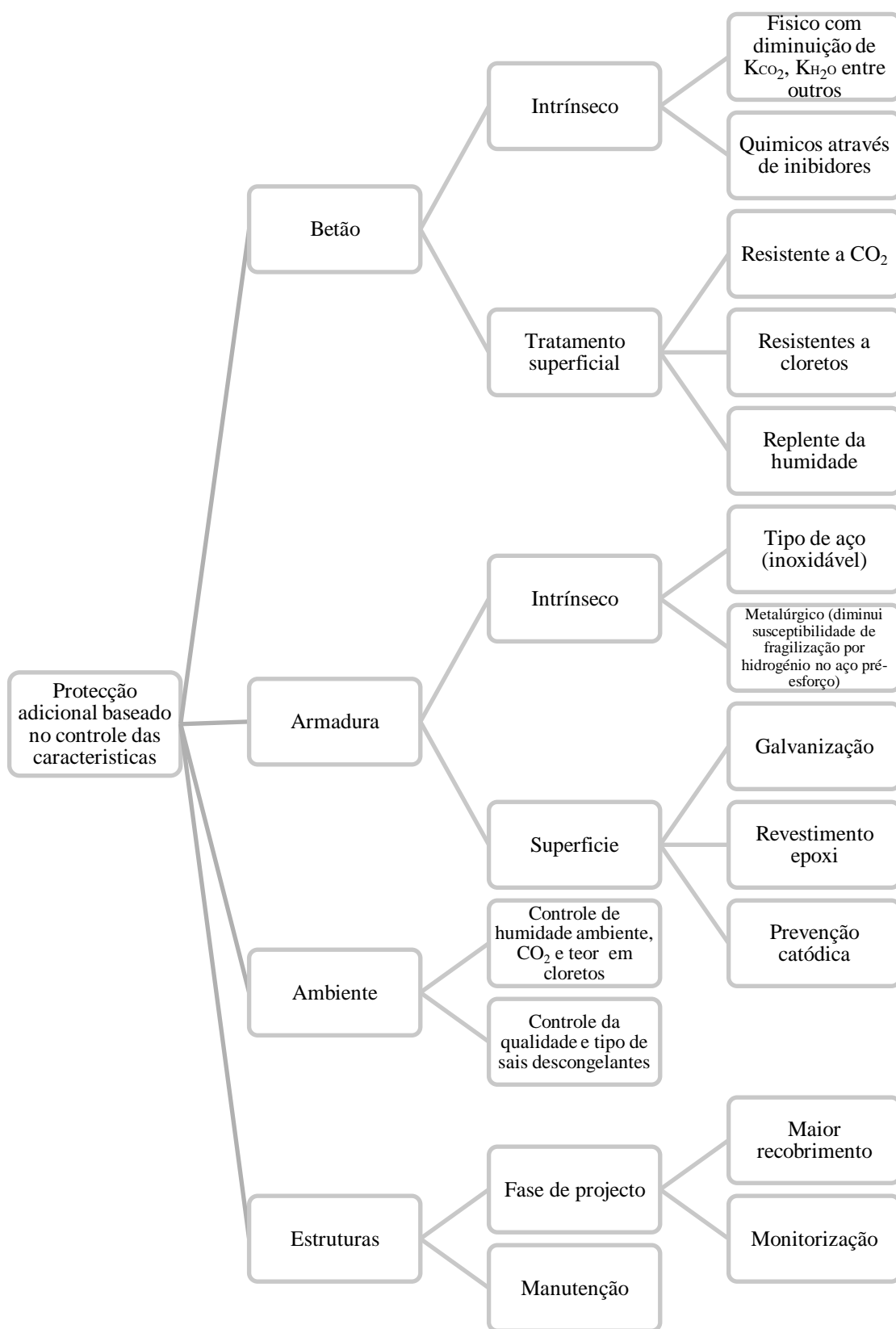


Figura 6.6 - Métodos adicionais de protecção (Bertolini, et al., 2004)

Os mecanismos dos métodos adicionais de protecção podem ser descritos conforme na Figura 6.7.

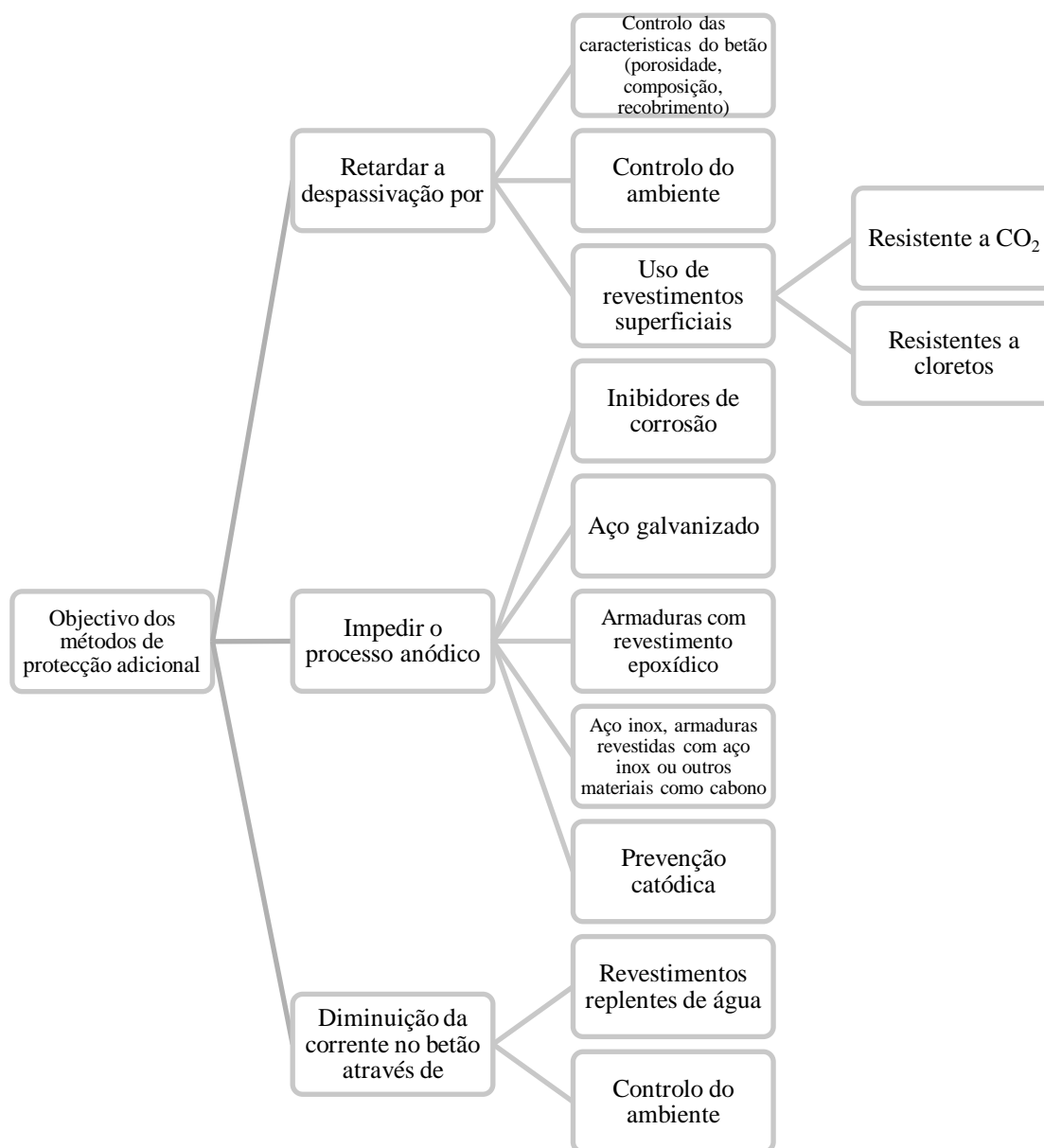


Figura 6.7 - Mecanismos dos métodos adicionais de protecção

6.5 Inibidores de corrosão aplicados no betão

Os inibidores podem ser uma protecção mesmo na presença dos agentes agressivos ou até quando o processo corrosivo já se iniciou, podem ser utilizados aquando da construção, como podem ser empregues como meios de reparação.

Segundo a ISO “Inibidores de corrosão são compostos químicos que, quando adicionados em quantidades adequadas ao betão, podem prevenir ou retardar a corrosão do aço no betão, mas

que não demonstram ter efeitos adversos nas propriedades do betão, ou na natureza e microestrutura dos produtos de hidratação” (Sousa-Coutinho, 2005).

Em fase de construção, a adição do inibidor de corrosão na água da mistura do betão, leva a uma distribuição homogénea no betão e consequentemente no aço. Estes inibidores adicionados à mistura do betão são os mais eficazes e fiáveis, podendo aumentar em muito a fase de iniciação da degradação do betão.

Os inibidores de corrosão aplicados em betão são o nitrito de cálcio, nitrato de cálcio, fosfato monofluretado de sódio, aminoalcoóis e silanos.

O nitrito de cálcio é adicionado na água da amassadura e normalmente requer a utilização de redutores de água e de retardadores de presa, aumenta a resistência à compressão do betão, com a vantagem de não aumentar o risco de reacções álcalis-agregados (Elsener, 2001).

O nitrito de cálcio, é o único inibidor adicionado ao betão, com provas dadas como inibidor de corrosão. Uma das desvantagens, do nitrito de cálcio, é que a eficiência do nitrito de cálcio diminui com o tempo, o que requiere uma elevada concentração de inibidor, para além de o nitrito apresentar uma elevada toxicidade o que não permite a sua utilização na Europa (Bertolini, et al., 2004).

O nitrato de cálcio, apresenta um efeito inibidor comparável com o nitrito de cálcio, sem a toxidade ambiental do nitrito, o que permite a sua utilização, mas a eficiência também diminui com o tempo (Büchler, 2005).

O fosfato monofluretado de sódio, é um método preventivo, que só pode ser aplicado superficialmente, em estruturas existentes, por afectar o endurecimento do betão (Bertolini, et al., 2004).

Quanto aos aminoalcoóis ainda nenhuma investigação independente encontrou efeitos significativos de redução da taxa de corrosão (Büchler, 2005).

Os silanos são um tratamento superficial, tornando a superfície do betão hidrofóbica, diminuindo a penetração da água e secando o betão (Büchler, 2005).

6.6 Cofragem

É possível melhorar a durabilidade da via ferrovia em laje pela utilização de cofragem de permeabilidade controlada.

Entre a cofragem e o betão é colocado um dreno que permite a expulsão de bolhas de ar e o escoamento da água mas retendo, na fronteira do betão com o dreno, as partículas de cimento arrastadas do interior, sobretudo na fase de compactação, ver Figura 6.8.

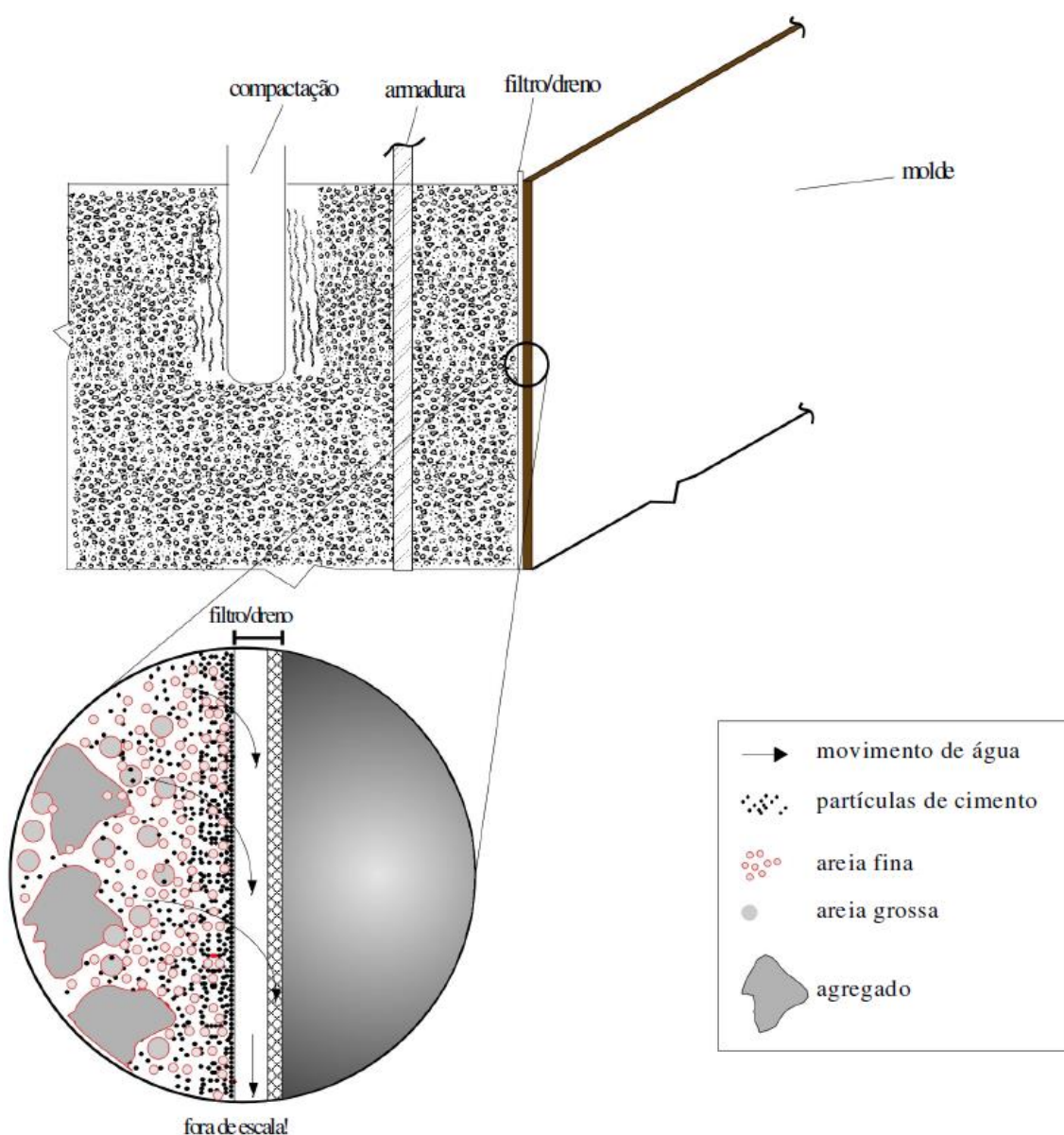


Figura 6.8 - Representação esquemática do funcionamento da cofragem de permeabilidade controlada (Sousa-Coutinho, 2005)

A camada superficial do betão fica mais rica em cimento, mais densa e impermeável.

6.7 Protecções superficiais do betão armado

Nas estruturas novas os tratamentos e revestimentos são aplicados como medida preventiva, nas estruturas existentes para prologar a sua vida útil.

Nos revestimentos superficiais podem ser usados muitos tipos de materiais que vão desde polímeros a cimentos, com densidades e permeabilidades diferentes.

Os objectivos dos tratamentos passam por diminuir a permeabilidade a agentes agressivos da camada superficial do betão ou diminuir a humidade contida no betão, aumentando a vida útil da estrutura (Raupach and Röhler, 2005).

Um tratamento denso, é mais eficiente perante agentes agressivos mas em contrapartida diminui a evaporação de água do betão, que pode levar à perda de adesão ao betão e à consequente perda da protecção pretendida (Bertolini, et al., 2004).

Os tratamentos menos densos, tem um período de vida útil mais longo que os tratamentos densos sem a ocorrência de perdas significativas de aderência, mas não são uma medida preventiva para a corrosão por carbonatação por permitir a penetração de dióxido de carbono, entre outros agentes corrosivos, e a troca de vapor de água entre o betão e o meio ambiente (Bertolini, et al., 2004).

Os tratamentos superficiais podem ter vários objectivos, mas relativamente ao objectivo de protecção da corrosão da armadura, podem-se distinguir quatro classes principais, ver Figura 6.9.

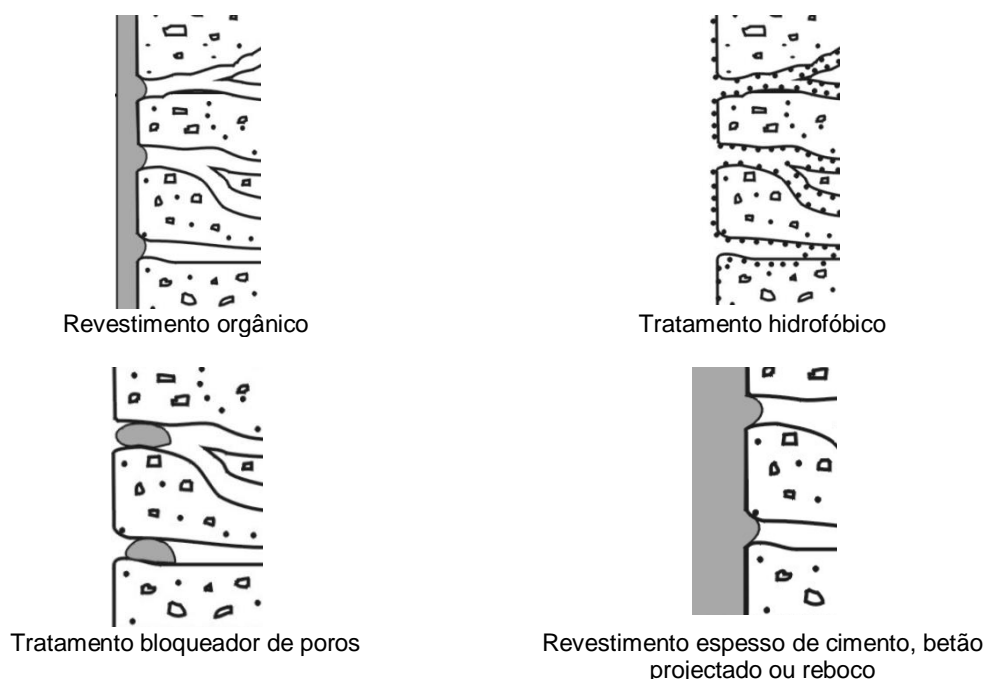


Figura 6.9 - Representação esquemática dos diferentes tipos de tratamentos superficiais no betão (Bertolini, et al., 2004).

Os revestimentos orgânicos formam um filme protector contínuo que impede a penetração de dióxido de carbono e de iões de cloreto e reduz a penetração de água enquanto permite a evaporação da água retida no interior do betão. Os tratamentos hidrofóbicos delineiam a superfície porosa do betão tornando-a repelente à água e reduz a penetração de água sem afectar as trocas gasosas entre o betão e o ambiente exterior, permitindo a evaporação da água retida no interior do betão mas também está sujeito à penetração de gases como o dióxido de carbono, sendo no entanto eficiente para prevenir a corrosão induzida por cloretos. Os tratamentos bloqueadores preenchem os poros capilares, enquanto os revestimentos de cimento utilizam uma camada superficial densa e espessa em que se forem utilizados polímeros poder-se-á diminuir a susceptibilidade à fendilhação (Bertolini, et al., 2004).

A utilização de revestimentos, aquando da construção, vai prolongar o período de iniciação da corrosão. Se já se tiver iniciado a corrosão, a redução da velocidade de corrosão, apenas é conseguida pelos revestimentos que impeçam a entrada de água e vapor de água (Bertolini, et al., 2004).

Os revestimentos, impedem a penetração da água, pelo que só devem de ser aplicados após a hidratação do betão, por forma a não retardar a sua cura.

Após a aplicação deverá ser feita a manutenção e monitorização do tratamento, pois com a idade, o tratamento superficial, pode perder o efeito protector, permitindo a entrada de água e impedir a sua evaporação, tornando-se num agente de degradação do betão.

6.8 Armaduras resistentes à corrosão

6.8.1 Armaduras de aço inoxidável

Propriedades do aço inoxidável

O aço inoxidável distingue-se do aço carbono, em várias características físicas e mecânicas mas fundamentalmente, na sua maior resistência à corrosão.

O aço normalmente utilizado em obra é o aço carbono, mas em estruturas expostas a ambientes agressivos e especialmente na presença de elevadas concentrações de cloretos, o aço inox pode ser utilizado como método preventivo de protecção, para além de apresentar menor sensibilidade a anomalias no recobrimento do betão (Salta, M. 2012).

Existem vários tipos de aços inoxidáveis e a decisão de qual a utilizar depende da protecção à corrosão pretendido, do custo, da trabalhabilidade e propriedades do aço.

Os aços inoxidáveis são aços resistentes à corrosão e que contêm um mínimo de 12% de cromo. Consoante as propriedades mecânicas, de soldadura, de resistência à corrosão entre outras, que se pretende obter na constituição da liga, podem ser utilizados metais como o níquel, molibdénio, azoto, titânio entre outros (Nürnberg, 2005).

Os aços inoxidáveis podem ser classificados, considerando a sua microestrutura, em ferrítico, austenítico, martensítico, ferrítico-austenítico ou duplex e endurecidos por precipitação.

Os aços ferrítico, austenítico e ferrítico-austenítico ou duplex podem ser produzidos em varões nervurados para aplicação em estruturas de betão armado. Estes varões cumprem as especificações dos aços de baixo teor de carbono para o nível de resistência e ductilidade para além de poderem ser soldados em obra. Os aços austenítico e duplex diferem do aço carbono por não exibirem um ponto de tensão de cedência bem definido. Os três tipos de aço inox mais usados em varões, para betão armado, são os 1.4301, 1.4436 e o 1.4462, ver Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Composição química dos aços inox, em % da massa, para varões (Bertolini, et al., 2004)

Tipo de aço	C máx	Cr	Ni	Mo	Si máx	Mn máx	S máx	P máx	N
1.4301	0.03	17,0–19,5	8,0–10,5	-----	1	2	0,003	0,045	<0,11
1.4436	0.03	16,5–18,5	10,5–13,0	2,5–3,5	1	2	0,015	0,0045	<0,11
1.4462	0,03	21,0–23,0	4,5–6,5	2,5–3,5	1	2	0,0015	0,0045	0,1–0,2

Em que,

C é o elemento químico carbono
 Cr é o elemento químico crômio
 Mn é o elemento químico manganês
 Mo é o elemento químico molibdênio
 N é o elemento químico nitrogênio
 Ni é o elemento químico níquel
 P é o elemento químico fósforo
 S é o elemento químico enxofre
 Si é o elemento químico silício

Resistência à corrosão do aço inoxidável

O crômio possibilita a passivação da armadura de aço inox, o aumento da concentração de crômio aumenta a resistência à corrosão generalizada e a adição de crômio, de molibdênio e de azoto melhoram a resistência à corrosão localizada, que é a causa mais comum do aço inoxidável no betão. A adição de níquel aumenta a resistência à corrosão em meios ácidos (Nürnberg, 2005).

Para condições comuns, os aços ferríticos com teores de crômio entre os 11 e os 17% apresentam uma resistência suficiente contra a corrosão uniforme. Aumentando a concentração de crômio e adicionando 2% de molibdênio de 2% melhora a resistência à corrosão localizada.

Para maior resistência corrosiva e melhor trabalhabilidade em comparação com os outros aços inoxidáveis utiliza-se os aços austeníticos com teores de crômio entre os 17 a 18% e de 8% de níquel. Apresentam uma elevada resistência contra a corrosão uniforme e localizada mas é sensível à corrosão sob tensão (Nürnberg, 2005).

Os aços austeníticos e ferrítico-austeníticos são os que apresentam a resistência à corrosão mais elevada. Os aços ferríticos com conteúdos de crômio superior a 10% apresentam um nível de resistência à corrosão intermédio e os com conteúdos de crômio inferior a 10% apresentam um nível de resistência à corrosão baixo, comparável a aços não ligados (Nürnberg, 2005).

A velocidade de corrosão, por cloretos, do aço de carbono, na ligação de aço carbono ao aço inox é menor do que na ligação de aço carbono ao aço carbono, pelo que não apresenta problemas na utilização de aço carbono com o aço inox (Bertolini, et al., 2004).

Durabilidade do aço inoxidável

No golfo do México, foi utilizado o aço inox 1.4301, de acordo com a EN 1088, e após 60 anos em serviço em condições de extrema agressividade ambiental não foi encontrada corrosão

significativa, enquanto os molhes em aço carbono apresentavam sérios problemas de corrosão induzida por cloretos e ou por carbonatação (Nürnberg, 2005).

Através de simulação da penetração de cloretos no betão, em estruturas expostas a sais descongelantes, conclui-se que o período de iniciação da corrosão localizada era de oito anos no aço carbono e de 103 anos no aço inox austenítico 316LN, AISI (Hurley, 2007).

Os tempos de vida das armaduras de aço inox são superiores a 120 anos (Salta, M. 2012).

Custos de construção e manutenção em obras com aço inoxidável

De uma forma indicativa, o custo de barras de aço inox, é superior, em relação ao aço carbono e varia entre 6 a 8 vezes mais para o aço inox 1.4301 e de 9 a 10 vezes mais para os aços 1.4436 e 1.4462 (Bertolini, et al., 2004).

A utilização de armaduras inoxidáveis, poderá aumentar o custo inicial total em 10%, mas reduzir em mais de 50% os custos de manutenção (Salta, M. 2012).

6.8.2 Outras armaduras resistentes à corrosão

O aço inox é a que apresenta maior resistência à corrosão e maior custo. Pelo que foram desenvolvidas outras armaduras para betão armado com resistência superior à corrosão do aço carbono. Mas que não dão as garantias das armaduras de aço inoxidável, pelo que não se apresentam.

6.9 Considerações finais

Com o estudo adequado, pode-se supor que, a via ferroviária em laje, permita uma previsão, para 100 anos, mas também acabe por ser adequada, para uma vida de projecto indicativa de trabalho de 120 anos (Marques, J. 2013).

Para esta durabilidade, os cálculos consideram uma aproximação aos limites das classes de resistência, às proporções de mistura, incluindo os aditivos minerais, e considera as condições de exposição. Em alguns casos, os materiais constituintes são também especificados ou as suas propriedades definidas.

Na via ferroviária em laje modelada foi considerado o betão C45/55, o qual apresenta um módulo de elasticidade de 36 GPa, que pode ser melhorado, com o agregado de basalto para 43,2 GPa, superior aos 42 GPa do betão C80/95. Pelo que, se usar basalto, deve-se recorrer à extracção no continente e de preferência o mais perto possível da sua utilização.

Para se conseguir uma vida de projecto de 120 anos, à que evitar a ocorrência de reacções expansivas de origem interna, a reacção álcalis-agregado e a reacção sulfática interna. Sem descurar que a via ferroviária em laje é uma estrutura de risco elevado, a onde o betão está exposto à humidade exterior com gelo e degelo, ou seja, é uma estrutura de que necessita uma prevenção especial.

Assim, para evitar a reacção álcalis-agregado, deve-se controlar a alcalinidade da solução dos poros do betão, e, evitar a presença de um teor crítico de sílica reactiva. Para evitar a reacção sulfática interna, deve-se controlar a temperatura máxima do betão nas primeiras idades a 65°C, e, controlar o teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante (E461-2007 do LNEC).

O recurso a uma pintura impermeabilizante, que impossibilite a entrada de humidade no betão, também é uma forma de minimizar o desenvolvimento das reacções expansivas de origem interna, pois depois de ocorrer não há uma solução completamente eficaz para resolução do problema. A reacção álcalis-agregado é acelerada se ocorrerem variações de temperatura. Uma forma de reduzir a temperatura máxima a que o betão está sujeito é o recurso à cor branca, por ser a mais reflectora.

Uma hipótese a estudar, na via ferroviária em laje, é o recurso à cofragem de permeabilidade controlada, qual a impermeabilidade obtida e a quais as vantagens da pintura ou revestimento a ser efectuado sobre esta camada superficial do betão.

Para a inibição de corrosão pode-se utilizar inibidores, a onde será conveniente estudar o comportamento do nitrato de cálcio como inibidor, considerando que a adição do inibidor, poderá afectar as propriedades da pasta de cimento, com prevalência para o processo de endurecimento. Outro factor a ter em consideração é que os outros adjuvantes, poderão afectar as propriedades e acção do inibidor.

Para a utilização na via ferroviária em laje é conveniente estudar as possíveis interacções, conhecer detalhadamente a composição química do inibidor, para além dos processos e reacções químicas resultantes. Ainda tem que se estudar se o inibidor não é consumido, lixiviado, ou se evapora, volátil, até ao início da corrosão da armadura.

Pelo que é conveniente fazer um estudo antes da construção da via em laje, dado que muitas das vezes os produtores não darem esta informação na literatura dos produtos, com a gama completa de adjuvantes por produtor, por forma a saber qual o produtor que permite obter o máximo desempenho. Desta forma, após a construção e quando o desempenho não estiver nos parâmetros de garantia, se poder accionar a garantia.

Uma das medidas é a protecção superficial do betão armado, os revestimentos, impedem a penetração da água, pelo que só devem de ser aplicados após a hidratação do betão, por forma a não retardar a sua cura.

Após a aplicação deverá ser feita a manutenção e monitorização do tratamento, pois com a idade, o tratamento superficial, pode perder o efeito protector, permitindo a entrada de água e impedir a sua evaporação, tornando-se num agente de degradação do betão.

A melhor protecção contra a corrosão é o recurso às armaduras de aço inoxidável, mas é o método com maiores custos. Uma forma de não agravar tanto os custos passa por combinar a utilização de armaduras de aço inox com armaduras de aço carbono, usar o aço inoxidável nas zonas mais expostas aos agentes agressivos e nas restantes zonas usar o aço carbono (Marques, J. 2013).

Os métodos de protecção em estruturas de betão armado, aumentam os custos de construção, mas poderá diminuir os subseqüentes custos de manutenção. A utilização de armaduras de aço inox, com tempos de vida superiores a 120 anos, são consideravelmente mais caras, mas poderá,

a longo prazo, reduzir em muito a necessidade de manutenção da via ferroviária em laje e evitar a consequente diminuição das receitas resultantes da suspensão de ligações ferroviárias, melhorando a imagem da empresa (Marques, J. 2013).

Pelo exposto o aumento, da durabilidade das vias ferroviárias em lajes, dos 60 anos para os 100 anos ou mesmo para os 120 anos, está ao alcance da Engenharia Civil.

Esse aumento do tempo de vida é em grande medida conseguido com o recurso ao aço inoxidável, pelo que se deverá estudar qual o aumento real no custo global.

Considerando o aumento da durabilidade de 60 anos para 100 anos, com um aumento no custo global de 10%, esta opção deve de ser seriamente tomada em conta.

Considera-se que o aço inoxidável é a melhor protecção contra a corrosão, pois a via a estudar é uma via, com capacidade para receber os futuros desenvolvimentos nos veículos ferroviários e não limitada aos veículos ferroviários existentes (Marques, J. 2013).

Verificou-se também que se pode prevenir ou retardar alguns dos ataques mencionados, através de medidas como o aumento do recobrimento, usar betão de boa qualidade, baixo rácio água/cimento, uma compactação e cura apropriadas e um controlo das fendas. Caso não se consiga controlar a manifestação de fendas no betão pode-se fazer o preenchimento através da injeção de resinas ou argamassas de cimento e revestindo a superfície do betão com materiais impermeáveis ou repelentes de água com base em resinas ou cimentos com polímeros (Marques, J. 2013).

7 Segurança e energia

7.1 Segurança

7.1.1 Sismos

Introdução

Os sismos ocorrem sempre que a energia elástica se liberta bruscamente nalgum ponto e provoca abalos naturais da crosta terrestre, ocorrem num período de tempo restrito, em determinado local, propagando-se em todas as direcções sob a forma de ondas elásticas, dentro e à superfície da crosta terrestre, ver Figura 7.1.

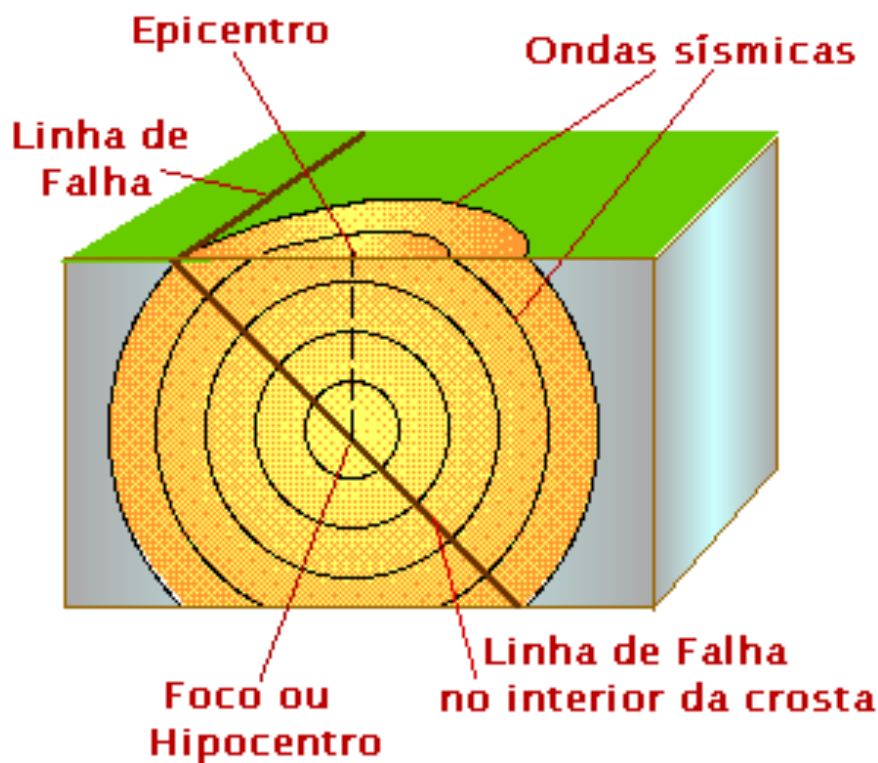


Figura 7.1 - Diagrama representativo das principais componentes de um sismo (Domingos, 2012)

O foco ou hipocentro é a onde o terramoto é gerado e a onde se originam as ondas sísmicas. O epicentro do terramoto é o ponto que se encontra à superfície, situado na mesma vertical do hipocentro. A distância focal é a distância entre o foco e o epicentro. A região macrossísmica abrange todos os pontos a onde o abalo possa ser sentido pelo homem (Domingos, 2012).

Ondas sísmicas

Num terramoto, as ondas sísmicas classificam-se em dois tipos, as que se geram nos focos sísmicos e se propagam no interior do globo, são as ondas interiores, também denominadas de profundas ou volumétricas e quando chegam à superfície geram as ondas designadas por ondas superficiais. As ondas interiores dividem-se em ondas P e S, enquanto as ondas superficiais se dividem em ondas L e R, ver Figura 7.2.

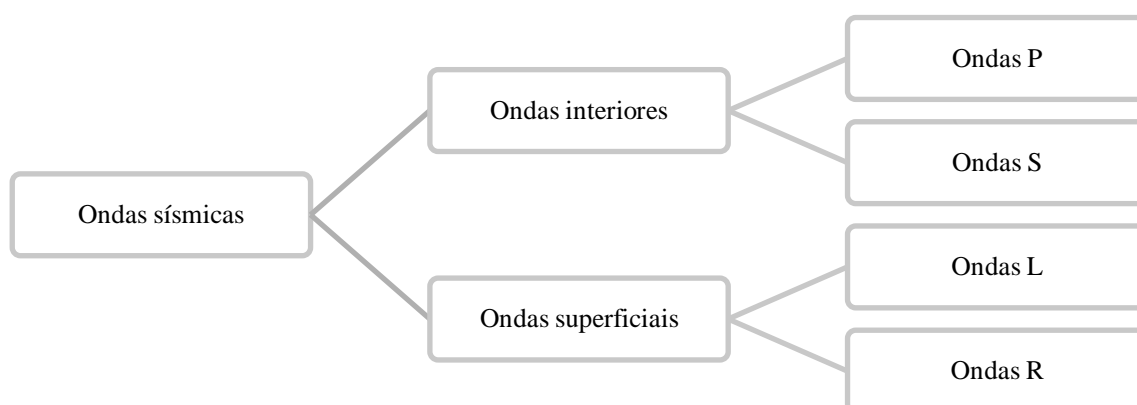


Figura 7.2 - Diagrama de classificação das ondas sísmicas (Marques, J. 2013)

Ondas interiores

As ondas compressivas, também denominadas de primárias ou abreviadamente de ondas P são as mais rápidas, chegando primeiro à superfície e que se propagam em todos os meios mas a velocidades diferentes para meios sólidos, líquidos ou gases. Quando se propagam as vibrações movimentam pequenas partículas, paralelamente à direcção da propagação da onda, separando-as e voltando a juntá-las, provocando sucessivas compressões e dilatações por onde se deslocam, ver Figura 7.3.

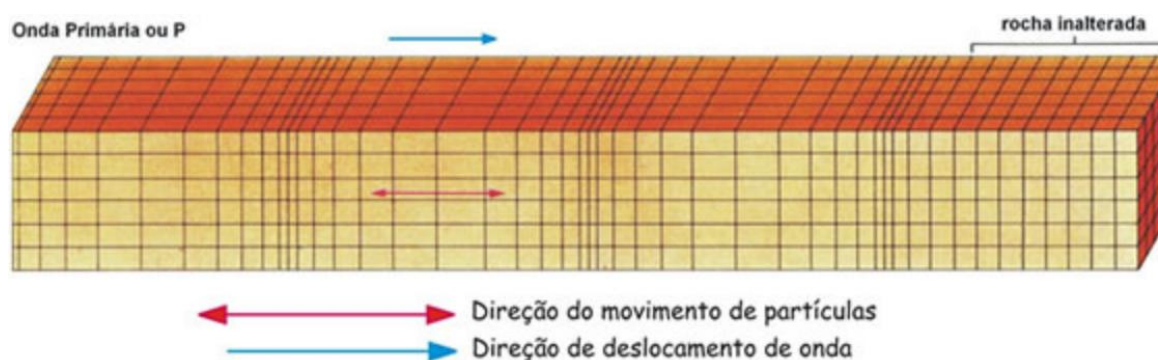


Figura 7.3 - Diagrama das ondas P (Observatório sismológico, 2012)

As ondas transversais, também denominadas de secundárias ou abreviadamente de ondas S são mais lentas que as ondas P, chegando em segundo lugar à superfície e apenas se propagam em materiais sólidos. Quando se propagam as vibrações deslocam partículas de rocha para fora, empurrando-as no sentido perpendicular à direcção de propagação da onda, o que corresponde ao primeiro período de grandes danos associado aos terremotos, ver Figura 7.4.

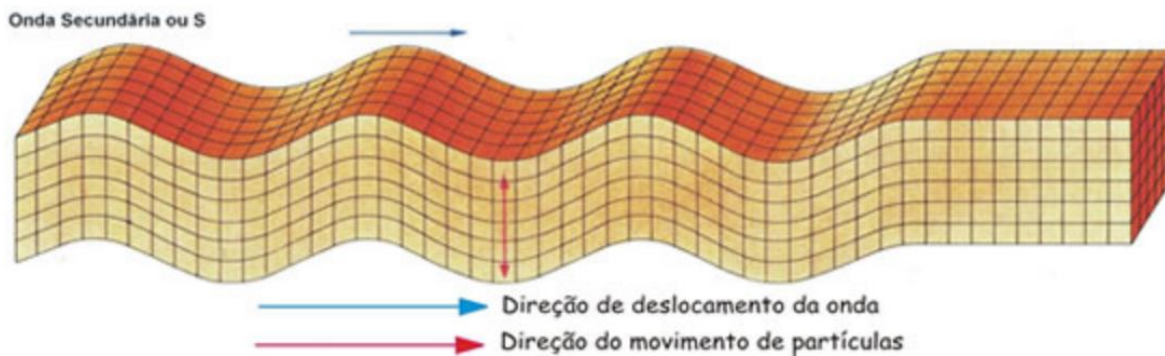


Figura 7.4 - Diagrama das ondas S (Observatório sismológico, 2012)

Ondas superficiais

As ondas interiores, quando chegam á superfície, geram as ondas designadas por ondas superficiais, que se propagam com menor velocidade que as ondas P e S, mas que são as que causam a destruição (Domingos, 2012).

As ondas Love ou abreviadamente ondas L são ondas de torsão. Quando se propagam o movimento das partículas é no plano horizontal e perpendicular à direcção de propagação da onda, ver Figura 7.5.

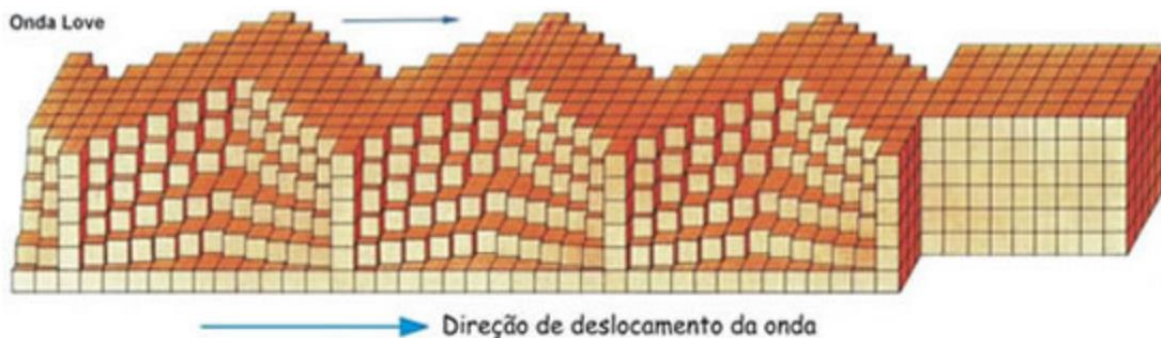


Figura 7.5 - Diagrama das ondas L (Observatório sismológico, 2012)

As ondas Rayleigh ou abreviadamente ondas R são ondas circulares e mais lentas que as ondas L. Quando se propagam o movimento das partículas é no plano vertical segundo a direcção de propagação da onda, ver Figura 7.6.

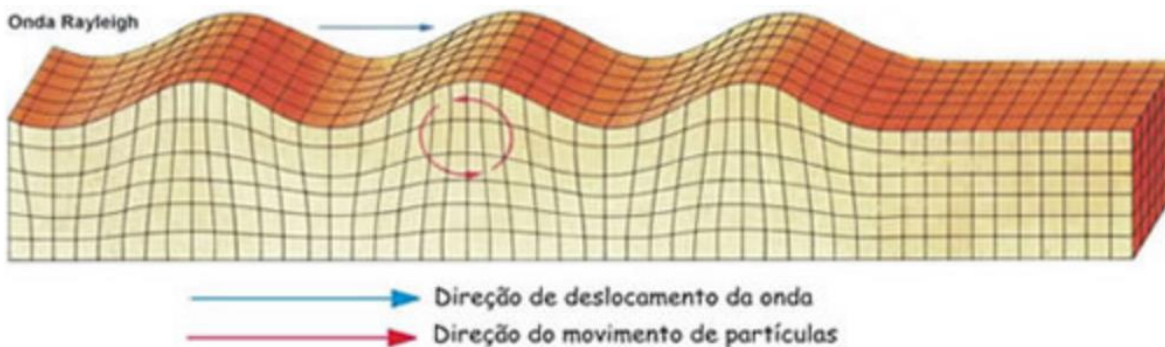


Figura 7.6 - Diagrama das ondas R (Observatório sismológico, 2012)

Medição das ondas sísmicas

As ondas sísmicas são medidas através de sismógrafos, obtendo-se os sismogramas. As ondas P, de maior velocidade, são as primeiras a ser detectadas e só depois chegam as ondas S, ver Figura 7.7.

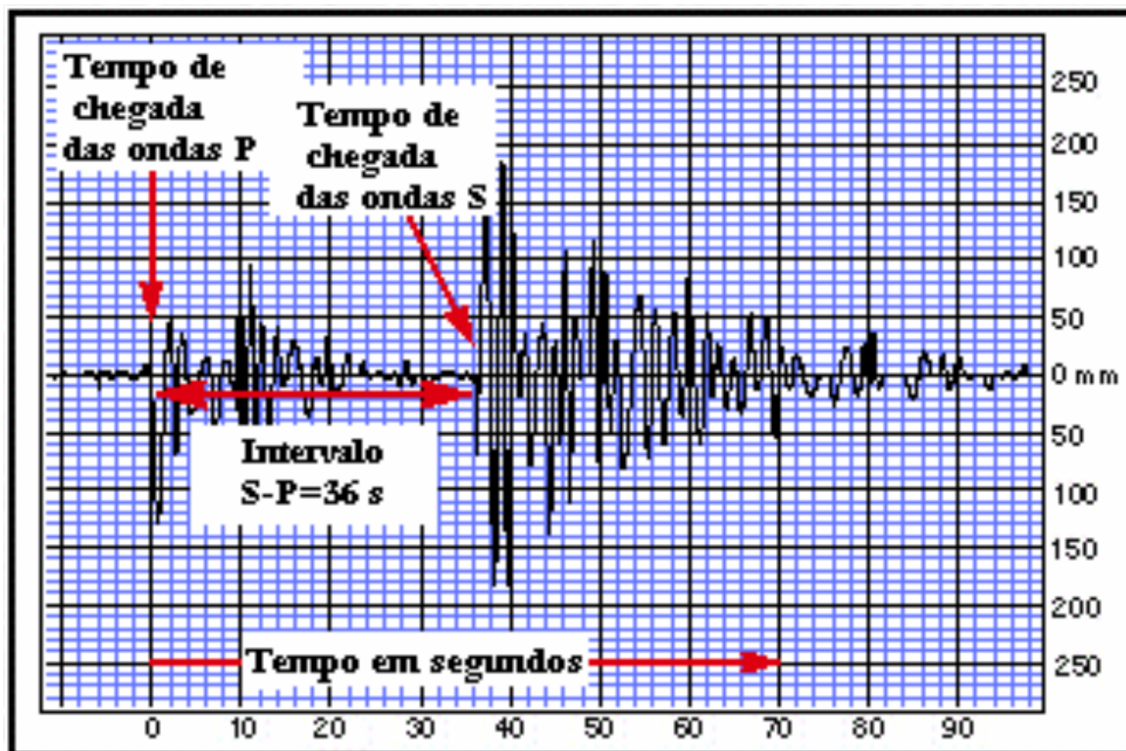


Figura 7.7 - Sismograma mostrando o registro da chegada das ondas P, das ondas S e o intervalo de tempo decorrido entre a chegada das ondas P e S (Domingos, 2012)

Previsão dos sismos

A Agência Meteorológica Japonesa criou um sistema que permite prever sismos violentos poucos segundos antes de ocorrerem.

O sistema de prevenção baseia-se, nas ondas que são emitidas durante um sismo e nas diferenças de velocidade de propagação das ondas P e das ondas S, em que as ondas S se deslocam, aproximadamente, a metade da velocidade.

As primeiras ondas a chegar são as ondas P que tem fracos efeitos destruidores e permite prever um terramoto violento poucos segundos antes, pois as ondas S são as que causam grandes danos e chegam depois.

Prevenção sísmica nas vias ferroviárias de alta velocidade Japonesas

Desde o início da alta velocidade no Japão, isto é desde 1964 até Agosto de 2012, nunca houve um acidente fatal resultante de acidentes com veículos ferroviários Shinkansen. Na base deste notável sucesso de segurança estão conceitos, em que as linhas de alta velocidade são totalmente separadas das ferrovias convencionais e sem passagens de nível, desta forma não ocorrem colisões entre veículos ferroviários Shinkansen e convencionais ou automóveis (Matsumoto, 2007).

Todas as operações entre veículos ferroviários Shinkansen são pesquisadas e controladas pelo Sistema de Controlo de Tráfego, ATC - Automatic Train Control System, que se encontra no centro de controlo de tráfego, permitindo operações de alta velocidade e alta densidade, ao mesmo tempo que reconhece se alguma operação não está a funcionar como o previsto. Quando um maquinista altera os procedimentos, o ATC faz uma simulação às condições de funcionamento e avisa-o para fazer o ajustamento. O ATC consegue eliminar os erros humanos e se ocorrer um movimento irregular, no veículo ferroviário, que possa provocar acidente, automaticamente o detecta e imobiliza o veículo ferroviário (Matsumoto, 2007).

O sistema ferroviário de alta velocidade Japonês, Shinkansen, é o único no mundo que provou, em vários sismos, ser seguro e manobrável mesmo perante os sismos mais violentos. Para conseguir esta segurança é instalado, ao longo da linha ferroviária, um sismógrafo a cada 12 milhas, 20 quilómetros, os quais estão ligados ao Sistema de Detecção Urgente Terramoto, Urgent Earthquake Detection System, UrEDAS. Quando o terramoto ocorre o sistema UrEDAS reconhece-o na sua fase inicial, enquanto as ondas ainda são relativamente fracas, estima a magnitude do terramoto e determina se imobiliza ou não os veículos ferroviários. Em 2005, o sistema foi actualizado, para imobilizar os veículos ferroviários sem a necessidade do motoristas tomar medidas de emergência, o que reduziu o tempo de activação de dois segundos para um segundo. Além disso, as estruturas das instalações ferroviárias Shinkansen e as vias ferroviárias, são reforçadas contra terremotos (Matsumoto, 2007).

Em 11 de Março de 2011, o Japão foi atingido por um terramoto de magnitude 9,0 na escala de Richter, com probabilidade de ocorrência de um sismo desta magnitude a cada 1.000 anos. O sistema UrEDAS detectou uma aceleração do solo, que ultrapassou o ponto de referência e de forma automática cortou a energia a todos os veículos ferroviários, aplicou os freios de emergência para diminuir a velocidade até se imobilizarem. A imobilização, foi conseguida 9 segundos antes do primeiro abalo do terramoto, o qual chegou 70 segundos antes do abalo mais destrutivo, o que evitou o descarrilamento dos veículos ferroviários.

Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais na via ferroviária devem de ser monitorizados de forma permanente, em especial nas pontes, viadutos e aterros. A monitorização pode recorrer a métodos convencionais de nivelamento geométrico de precisão e ou a métodos espaciais GNSS e InSAR, pois os métodos não se excluem e podem ser usados de forma integrada.

7.1.2 Reparação de vias ferroviárias em laje

Introdução

Nos anos mais recentes tem aumentado, em muito, o número de quilómetros de vias ferroviárias em laje, reduzindo, em muito, a manutenção a avaliações periódicas.

A reparação das vias ferroviárias em laje passa por pequenas reparações, como seja reparar fissuras de menor ou maior dimensão e grandes reparações, como sejam as resultantes de descarrilamentos, ver Figura 7.8.

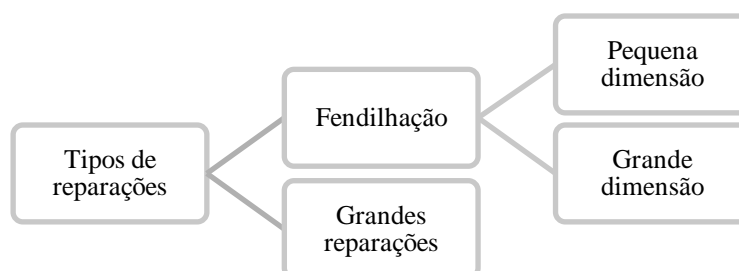


Figura 7.8 - Diagrama dos tipos de reparações das vias ferroviárias em laje (Marques, J. 2013)

Nas vias ferroviárias em laje de alta velocidade, no betão armado tem-se manifestado um fenómeno de fendilhação, provocada por estar ao ar livre e sujeita a fadiga, abrindo um novo campo de estudo, o qual tem sido pouco investigado (Xie Yongjiang at all, 2009).

No Japão a maior parte das fendas, nas vias ferroviárias em laje, são induzidas por reacções alcalis-agregado e cloretos, obrigando à mudança de algumas placas da via em laje. Existem também algumas fendas que tiveram origem na cura do betão ou na estrutura da via em laje (Xie Yongjiang at all, 2009).

Para controlar as fendas críticas, na via em laje, a Alemanha limitou o seu valor a 0,5 mm e nenhuma pode aparecer na zona da fixação, enquanto o Japão faz uma análise conforme é apresentado na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Especificações de reparação da via em laje no Japão (Xie Yongjiang at all, 2009)

Damage Part		Class	Critical value	Note
Track Slab	Crack	A	$b \geq 0.2 \text{ mm}$	b – crack width
		B	$0.2 \text{ mm} > b \geq 0.1 \text{ mm}$	
		C	$0.1 \text{ mm} > b \geq 0.05 \text{ mm}$	
	Defect, Crippling	A	Concrete iron exposed, Defect	
		B	Concrete iron exposed, Defect	
		C	Rustiness	
Concrete Orientation Desk	Crack	A	$b \geq 0.2 \text{ mm}$	b – crack width
		B	$0.2 \text{ mm} > b \geq 0.1 \text{ mm}$	
		C	$0.1 \text{ mm} > b \geq 0.05 \text{ mm}$	
	Defect, Crippling	A	Concrete iron exposed, Defect	
		B	Concrete iron exposed, Defect	
		C	Rustiness	

Note: Class A: Repair quickly; Class B: Prepare to repair; Class C: Notice, register in standing book.

Requisitos técnicos para a reparação das vias em laje

As vias em lajes estão ao ar livre, sujeitas a temperaturas extremas, a grandes variações de temperaturas, ao vento, entrando muita água nas fendas e secagem pelo sol. Para além disto, as vias ferroviárias em laje, cobrem uma grande área, com diferentes condições climatéricas e geológicas, enfrentando diferentes tipos de corrosão (Marques, J. 2013).

Para fazer face às condições de serviço, à fadiga resultante das cargas periódicas, às elevadas velocidades de transporte e ao pouco tempo para efectuar a reparação exigem-se novas tecnologias, materiais e equipamentos (Xie Yongjiang at all, 2009).

Os materiais de reparação, para satisfazer as condições de serviço, devem de ter a capacidade de endurecimento com humidade e ser capazes de se consolidar em condições molhadas, com alta elasticidade, alta durabilidade, baixa contractilidade e suportar diferentes condições de corrosão.

Devido à carga de fadiga periódica, os materiais de reparação, devem ter a capacidade de resistir a um repetitivo abrir e fechar das fissuras, provocados pela circulação dos veículos ferroviários e de prevenir que a fenda evolua.

O tempo para efectuar a reparação é muito limitado, a poucas horas, sem interrupção da circulação dos veículos ferroviários, pelo que se exigem materiais de reparação com resistências iniciais elevadas e de rápida consolidação.

As vias ferroviárias em laje, de alta velocidade, têm uma velocidade de serviço muito alta, de 350 km/h. A estas velocidades a força de sucção é muito forte, não permitindo quando os comboios passam, que sejam efectuados os trabalhos no local de reparação. Outra característica da via em laje é ser uma estrutura monolítica, em que as peças não podem ser retiradas e reparadas individualmente. Para efectuar estas reparações são necessários equipamentos de alta tecnologia portáteis e automáticos (Xie Yongjiang at all, 2009).

Resina epóxi

A resina epóxi é utilizada no reforço de estruturas, dado que apresenta como propriedades básicas excelentes qualidades adesivas, resistência ao ataque dos ácidos, óleos, álcalis e solventes, e baixa retracção, rápido endurecimento e alto grau de impermeabilização.

A resina epóxi ainda apresenta outras propriedades como um adequado período de tempo no qual a mistura deve ser aplicada a uma determinada temperatura, boa tolerância a misturas incorrectas, boas características de aderência ao betão e ao aço, baixa retracção e fluência, elevada sensibilidade ao calor (50°C a 100°C) o que torna inviável contar com a sua contribuição na resistência à acção do fogo, baixa viscosidade para injeções e alta viscosidade para barramento, módulo de elasticidade próximo ao do betão.

Levantamento da malha e do recobrimento

Devido às lajes serem armadas à que fazer o levantamento da malha, que pode ser feito com equipamento de detecção, que mede o recobrimento e estima o diâmetro da armadura, ver Figura 7.9, em que a malha é marcada a lápis em cima da própria laje (Marques, J. 2013).



Figura 7.9 - PS 200 Ferroskan detection (Marques, J. 2013)

O equipamento de detecção tem associado outro equipamento de visualização da malha, ver Figura 7.10, em que uma das vantagens deste equipamento é que dá para ver em computador.



Figura 7.10 - Ferroskan PS 200 system (Marques, J. 2013)

Sabendo que as lajes são armadas e algumas elevadamente armadas, para efectuar determinadas várias perfurações, estes equipamentos conseguem-se detectar exactamente onde estão as armaduras através de aviso sonoro ou por indicação do próprio aparelho e é indicado também o recobrimento com que elas estão. Assim, são indicados os valores mínimos de recobrimento, correspondentes ao centro do varão.

Se for armada em dois sentidos e para detectar os varões em sentido oposto o que se faz é passar o equipamento em sentido oposto detectando os varões no outro sentido e depois é possível visualizar esses dados em monitor.

Estes dados podem ser analisados imediatamente em obra para aferir a permeabilidade dos aços, as imagens do aparelho são uma representação do que não é visível e consegue-se medir o diâmetro, mas também podem ser analisados com muito mais perfeição no computador, sendo processados a nível laboratorial.

Reparação da via em laje

A reparação pode passar por melhorar a drenagem de superfície, a remoção e substituição do betão da laje e ou a injeção de epóxi para restaurar a integridade estrutural (Marques, J. 2013).

Pode ser injectado epóxi em pequenas fissuras para tentar retardar o crescimento das fissuras, mas ainda não se conhece a eficácia a longo prazo, no entanto os resultados iniciais, indicam que a injeção de epóxi, no mínimo, retarda o crescimento fissura (David at all, 2008).

Os procedimentos passam por em primeiro limpar a fenda, depois são colocadas as entradas da injeção, de seguida é vedada a superfície e é bombeada sob pressão através da porta a injeção de epóxi.

Para as fissuras de menor dimensão pode-se injectar epóxi. Nas fissuras de maiores dimensões, ruptura do betão ou betão solto tem que se remover e substituir.

A reparação da via em laje deve ser feita de uma só vez, a secção de reparação da laje de betão armado deverá ser limitada, por causa do calor gerado pelo betão de presa rápida utilizado na reparação.

A equipa de reparação deve preparar o equipamento de reparação por forma a realizar o trabalho o mais rápido possível.

Exemplo de reparação da via em laje

A Canadian Pacific, CP, em 1988, construiu dois troços de via em laje PACT-TRACK, patenteada e desenvolvido pela British Rail e pela McGregor Paving Limited em Inglaterra. Para a necessidade de reparação da via em laje contribuíram o excesso de água e a formação de lagoas ao longo da laje, o insuficiente reforço lateral e longitudinal da via em laje, as más condições do reforço em U da ligação da via em laje com a laje de base, o assentamento diferencial da laje de base na transições do subleito exterior ao túnel e a rocha sólida do túnel (David et al., 2008).

Em 2008 procederam à reparação mais intensiva da via em laje em que os trabalhos começaram à 1h00m e ficaram concluídos às 7h00m (David et al., 2008).

No dia anterior à reparação foi removida uma secção, de 5 m de comprimento em toda a largura da via em laje, com martelos hidráulicos pesados e por cima foram colocadas chapas de aço, que suportaram os carris, permitindo a circulação dos veículos ferroviários a 10 mph, milhas por hora, ver Figura 7.11.



Figura 7.11 - Suporte do carril após remoção do betão (David at all, 2008)

No dia da reparação, iniciou-se por partir o betão de outra secção, com martelo hidráulico, em volta das armaduras, com o cuidado de não danificar as armaduras ou a base de betão. Posteriormente, foi aspirada toda a zona e todos os bocados de betão soltos. De seguida, a palmilha foi colocada por baixo do carril e fixada com uma fita adesiva, também foram colocadas as fixações dos carris, ver Figura 7.12.



Figura 7.12 - Colocação de palmilhas, fixações e armadura de aço galvanizado (David at all, 2008)

À armadura existente foi adicionada uma armadura de aço galvanizado. A laje base foi perfurada e inseridas barras em L, que foram fixadas com resina epóxi injectada no furo, ver Figura 7.13, e que complementaram o reforço em U inicial entre a laje e a base.



Figura 7.13 - Epoxy para ligar as barras à laje da base (David at all, 2008)

Com um jacto de areia limpam-se as superfícies de betão e as armaduras, de seguida foram retocadas as armaduras de aço galvanizado, posteriormente recorrendo-se ao ar comprimido para remover a areia (David at all, 2008).

Ao betão foi adicionado o produto Master Builders Set 45 mix, também comercializado pela BASF como Emaco Set-45, que é um componente do betão de reparação que permite a fixação e ajuste de materiais em 15 minutos e em 45 minutos possibilita a circulação do tráfego de veículos ferroviários, ver Figura 7.14.



Figura 7.14 - Betoneira colocando betão (David at all, 2008)

O betão utilizado foi um betão auto-compactável que não necessário de vibração, sendo apenas distribuído com pás e espátulas de aço. No topo da zona betonada foi criada a forma côncava para colocar uma calha de drenagem superficial, ver Figura 7.15.

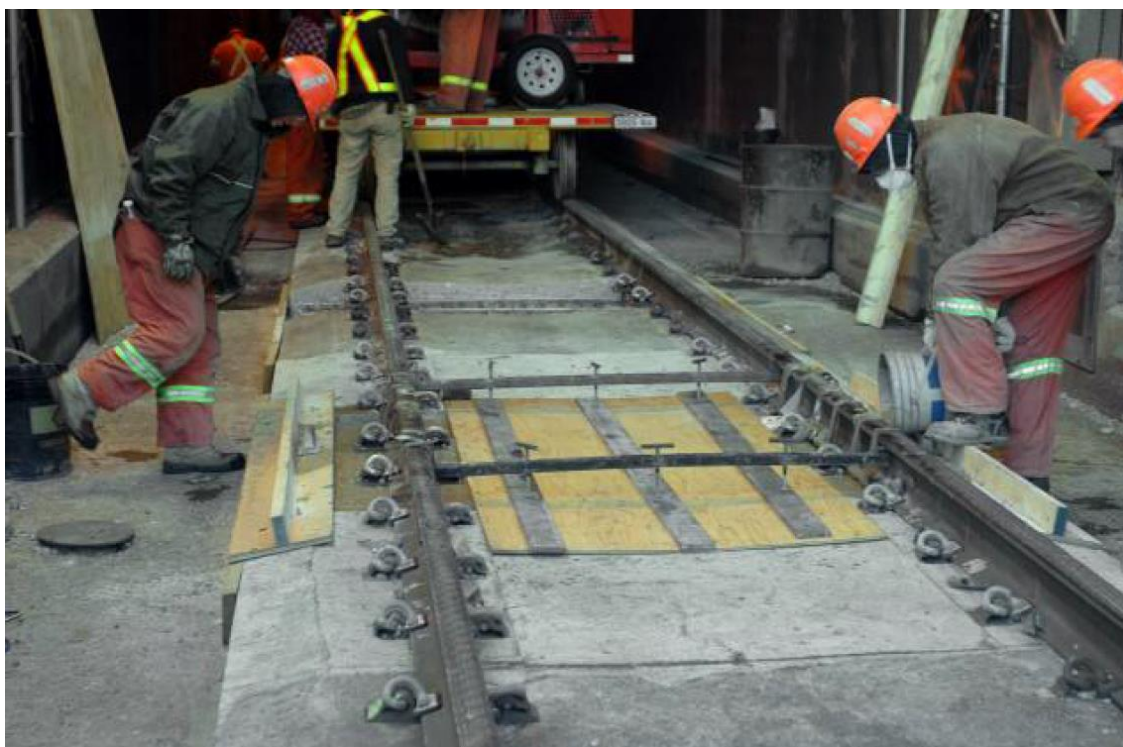


Figura 7.15 - Reparação concluída com o molde no local (David at all, 2008)

Depois de duas horas o betão atingiu a resistência à compressão de 40.000 kN/m^2 e a partir das 7h00 até às 9h00 foi permitida a circulação dos veículos ferroviários a 10 mph. Ao fim de 28 dias o betão apresentou uma resistência à compressão de 48.000 kN/m^2 (David et al., 2008).

Das várias remoções e substituição de secções da via em laje realizadas entre 2003 e 2008 apenas uma necessitou de ser substituída (David et al., 2008).

7.1.3 Traçado geométrico

Introdução

Na análise do traçado geométrico considerou-se o traçado em perfil longitudinal e o traçado em planta, ver Figura 7.16.

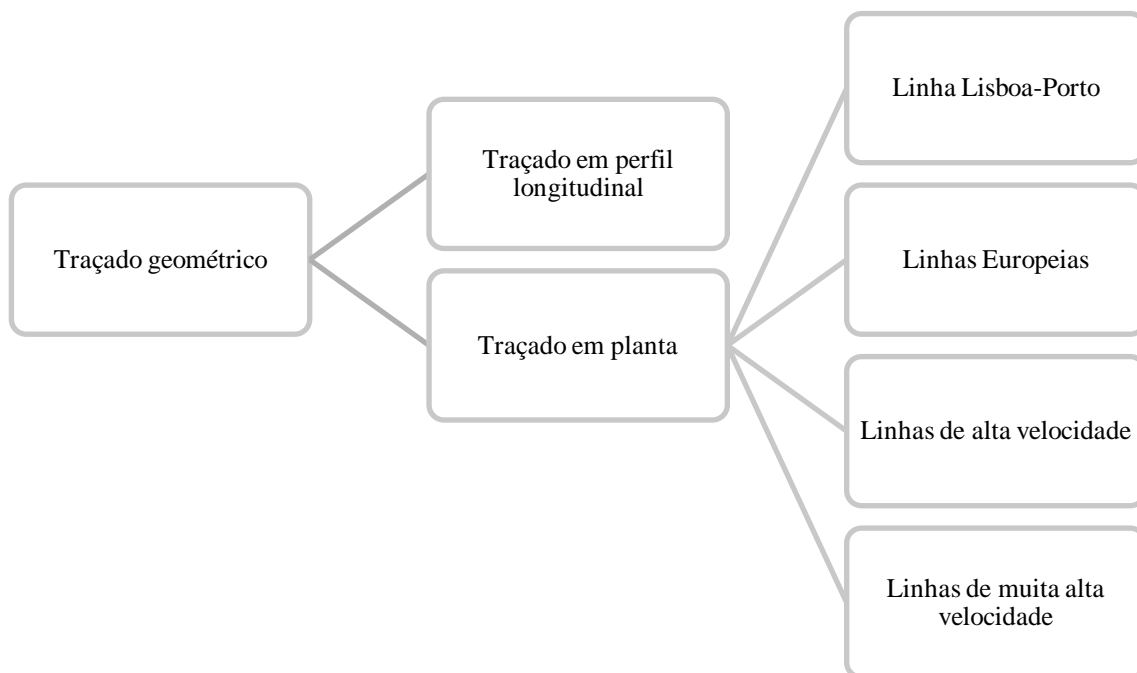


Figura 7.16 - Diagrama de análise do traçado geométrico (Marques, J. 2013, adaptado)

Traçado em perfil longitudinal

O declive da linha ferroviária depende da capacidade aderente da roda ao carril, da potência de tracção e da velocidade comercial (Fontul, 2011).

Normalmente o declive máximo considerado, que garante a aderência da roda ao carril, para veículos ferroviários de passageiros, é de 6%, sendo menor para os veículos de mercadorias, que no início das vias ferroviárias era limitado a 0,05%.

Nos países com vias de alta velocidade, os declives, variam de país para país, ver Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Declive máximo para vias ferroviárias (Fontul, 2011)

	Vias de passageiros	Vias mistas
Alemanha	4%	1,25%
Espanha	4%	1,25%
França*	2,5% a 3,5%	-----
Itália	-----	0,8%
Japão	1,5% a 2%	-----
Portugal	1,5% a 2%	-----

* Na linha de Paris- Sudeste, para tráfego de passageiros, é de 4%

Nas vias mistas, para veículos de passageiros e de mercadorias, o declive da via é condicionado pelos veículos de mercadorias (Marques, J. 2013).

Os veículos de mercadorias, para vencerem o problema de aderência da roda ao carril, possuem um dispositivo de areeiro para controlo do atrito, quando patinam e de forma automática injectam areia entre a roda e o carril, fazendo com que as rodas ganhem aderência aos carris.

É conveniente que nas vias onde circulam veículos de mercadorias, os quais normalmente circulam no máximo a 100 km/h, o declive seja o mais baixo possível e de preferência abaixo dos 0,8%, por forma a reduzir as necessidades de manutenção da via, dos veículos e a manter o mais baixo possível o consumo energético.

Traçado em planta

O veículo ferroviário em curva está sujeito a uma força centrífuga, que é uma força de inércia que faz com que o veículo se afaste do centro da circunferência da curva, e que em função da velocidade de circulação poderá provocar o descarrilamento (Marques, J. 2013).

A forma de correcção dos efeitos da força centrífuga é recorrer a uma força centrípeta ou à sobrelevação do carril exterior (Marques, J. 2013).

Escala ou sobrelevação da via é a diferença máxima, em mm, da altura entre o carril exterior e o interior, medido no centro da face superior da cabeça do carril. O valor da escala depende da bitola se for medido em mm e não depende da bitola se for medido em graus, ver Figura 7.17.

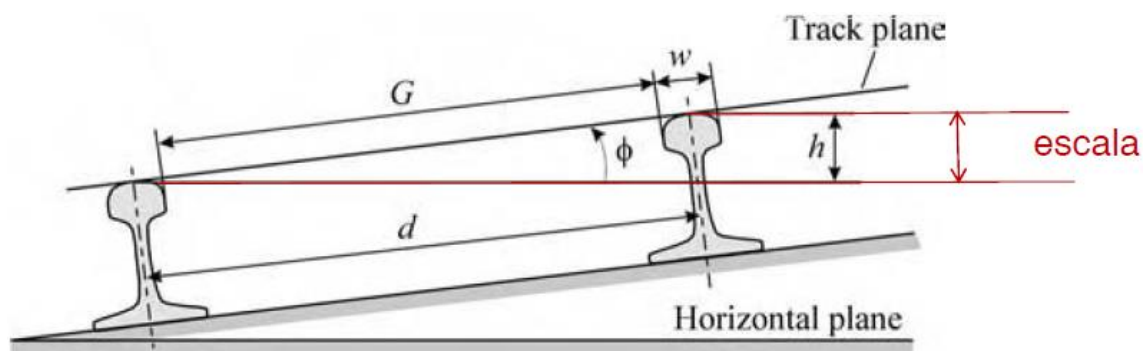


Figura 7.17 - Escala ou sobrelevação (Fontul, 2011)

Considera-se que a escala é positiva quando o carril da fila exterior, numa via em curva, se situa a uma cota superior à do carril da fila interior e negativa em caso contrário (Fontul, 2011).

Os efeitos da força centrífuga podem ser anulados completamente pela, introdução na curva de uma escala teórica, denominada de h_t . É uma forma de transformar, a resultante do peso e da força centrífuga, numa força normal ao plano dos carris. Para a bitola UIC o h_t calcula-se como se indica na expressão (7.1),

$$h_t = 11,8 * \frac{V^2}{R} \quad (7.1)$$

Em que,

h_t é a escala teórica em mm

R é o raio em m

V é a velocidade em km/h

Escala real ou prática, denominada de h , é a escala adoptada em projecto, para as vias mistas, que se situa entre a escala teórica, dos comboios mais rápidos e a dos mais lentos.

Devido à adopção de uma escala diferente da necessária, da teórica, h_t , para os comboios mais rápidos, ocorre uma insuficiência de escala, denominada de I , como se calcula na expressão (7.2),

$$I = h_t - h \quad (7.2)$$

Em que,

I é a insuficiência de escala em mm

h é a escala real ou prática em mm

h_t é a escala teórica em mm

Na mesma situação para os comboios mais lentos, ocorre um excesso de escala, denominada de E , como se calcula na expressão (7.3),

$$E = h - h_t \quad (7.3)$$

Em que,

E é o excesso de escala em mm

h é a escala real ou prática em mm

h_t é a escala teórica em mm

Numa via mista circulam veículos ferroviários de passageiros, a velocidades mais elevadas, e de mercadorias, a velocidades inferiores. Os veículos ferroviários de passageiros vão estar sujeitos à insuficiência de escala, o que vai afectar o conforto dos passageiros. Os veículos ferroviários de mercadorias vão estar sujeitos ao excesso de escala, sendo afectada a estabilidade do comboio e aumentado o desgaste da via. No caso do tráfego de mercadorias o limite recomendado para o excesso de escala é de 110 mm (NP ENV 13.803-1 2007), sendo o mais limitativo no cálculo da escala teórica a adoptar.

Traçado em planta da linha Lisboa-Porto

Em 1877 com a inauguração da ponte Maria Pia, sobre o rio Douro, foi feita a primeira ligação ferroviária entre Lisboa e o Porto, infraestrutura ferroviária que se encontrava ao nível do

melhor que havia na Europa. No traçado em planta original, da via, foram contemplados curvas ajustadas aos veículos ferroviários da época, o que se tornou num erro grave, isto é, sem o saber limitaram a possibilidade de circulação com velocidades mais elevadas das disponíveis na altura da construção.

Hoje em dia, com os avanços tecnológicos, os veículos ferroviários passaram a poder circular a velocidades muito superiores, pelo que a linha foi muito melhorada, circulando veículos, que podem atingir os 220 km/h, mas no entanto em certas zonas, devido ao traçado em planta e ou às condições de via, circulam abaixo dos 50 km/h (Marques, J. 2013).

Traçado em planta em algumas linhas Europeias

Nos países com vias de alta velocidade, os raios das curvas, variam de país para país, ver Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Raio da curva em planta nas vias ferroviárias (Fontul, 2011)

	Vias de passageiros	Vias mistas
Alemanha	-----	5.100 m a 7.000 m
Espanha	-----	4.000 m
França	4.000 m a 6.250 m	-----
Itália	3.000 m	-----
Japão	2.500 m a 4.000 m	-----

Traçado em planta nas linhas de alta velocidade

O raio de curva mínimo é calculado de forma a não ultrapassar a insuficiência e excesso de escala máxima, como se indica na expressão (7.4),

$$S * \frac{V_{máx}^2}{127*(h+I_{lim})} \leq R \leq S * \frac{V_{mín}^2}{127*(h-E_{lim})} \quad (7.4)$$

Em que,

- E_{lim} é o excesso de escala limite em mm
- h é a escala real ou prática em mm
- I_{lim} é a insuficiência de escala limite em mm
- R é o raio em m
- S é a largura da via em mm
- $V_{máx}$ é a velocidade máxima em km/h
- $V_{mín}$ é a velocidade mínima em km/h

Em que S é dado pela expressão (7.5),

$$S = b + c \quad (7.5)$$

Em que,

- b é a bitola em mm
- c é a largura do carril em mm
- S é a largura da via em mm

A largura da via é a bitola, distância entre os eixos do carril, mais a largura do carril, pelo que para via UIC será, como se indica na expressão (7.6),

$$S = 1.435 + 70 = 1.505 \text{ mm} \quad (7.6)$$

O valor de escala limite recomendado, até 300 km/h, é de 160 mm, ver Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Quadro 1 – Escala D_{lim} (NP ENV 13803-1, 2007)

	I	IIa	IIb	III	IV	V
Categorias de tráfego (velocidade em km/h)	Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Linhas de tráfego misto $120 < V \leq 160$	Linhas de tráfego misto $160 < V \leq 200$	Linhas de tráfego misto concebidas para velocidades de comboios de passageiros $200 < V \leq 300$	Linhas de tráfego misto com velocidades de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas a tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado ^a [mm]	160	160	160	160	160	160
Valor limite máximo ^a [mm]	180	180	180	180	180	200
^a Para evitar o risco de descarrilamento dos vagões com grande rigidez à torção em curva de pequeno raio, recomenda-se que a escala não ultrapasse o limite seguinte (ver como referência [ORE B 55/Rp 5 and 8]): $D_{\ell} = \frac{R - 50}{1,5} \quad [\text{mm}]$						

O valor de insuficiência de escala limite, para linhas de tráfego misto de 250 km/h até 300 km/h, é de 80 mm, ver Tabela 7.5.

Tabela 7.5 - Quadro 2 – Insuficiência de escala limite I_{lim} (NP ENV 13803-1, 2007)

Categorias de tráfego (velocidade em km/h)		Valor limite recomendado ^a [mm]		Valor limite máximo [mm]	
		Mercadorias	Passageiros	Mercadorias	Passageiros
I – Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	$R < 650$ m	110	130	130	160
	$R \geq 650$ m	110	150	130	165
IIa – Linhas de tráfego misto	$120 < V \leq 160$	110	150	160 ^d	165
IIb – Linhas de tráfego misto	$160 < V \leq 200$	110	150	160 ^d	165
III – Linhas de tráfego misto concebidas para velocidades de comboios de passageiros $200 < V \leq 300$	$200 < V \leq 250$	100	100	150 ^d	150
	$250 < V \leq 300$	80	80	130 ^c	130 ^c
IV – Linhas de tráfego misto com velocidades de comboios de passageiros $V \leq 230$ km/h (ou 250 km/h em linhas modernizadas) com veículos dotados de características técnicas especiais	$V \leq 160$	110	160 ^b	160 ^d	180 ^b
	$160 < V \leq 200$	x	140	x	160
	$200 < V \leq 230$	x	120	x	160
	$230 < V \leq 250$	x	100	x	150
V – Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas a tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$	$V = 250$	x	100	x	150
	$V > 250$	x	80	x	130 ^c
NOTA 1: O projectista deve procurar adoptar valores da insuficiência de escala inferiores em 20 mm ao valor limite recomendado.					
NOTA 2: O quadro precedente considera a maior parte dos valores limite máximos utilizados pelas diferentes redes europeias em operação comercial, para linhas novas e para linhas existentes (tanto para aumento da velocidade da linha como para optimizar velocidades quando as mesmas vias são utilizadas por comboios de mercadorias e de passageiros). O procedimento de ensaio dos veículos do ponto de vista do seu comportamento dinâmico deve ser baseado nos valores indicados.					
NOTA 3: Os valores precedentes aplicam-se aos aumentos progressivos da insuficiência de escala, apenas para velocidades superiores a 80 km/h; no caso de descontinuidades da insuficiência de escala (aplicação brusca de uma aceleração transversal) as regras específicas relativas à via desviada dos aparelhos de mudança de via (ver Parte 2) podem ser tomadas em consideração.					
^a Para as vias com juntas, os valores da insuficiência de escala devem ser especificados no documento contratual.					
^b Estes limites da insuficiência de escala devem ser aplicados apenas aos tipos de veículos específicos dotados de características mecânicas especiais tais como pequena massa por eixo, massas não suspensas reduzidas, baixo coeficiente de <i>souplesse</i> .					
^c Em vias não balastradas, para velocidades superiores a 250 km/h, pode ser utilizada uma insuficiência de escala de 150 mm.					
^d Estes valores só são aplicáveis a vagões de mercadorias que apresentam características mecânicas especiais, que lhes conferem desempenhos semelhantes aos dos veículos de passageiros.					

Para comboios de passageiros, a NP ENV 13803-1, 2007, aconselha que o excesso de escala não ultrapasse o valor limite máximo de 110 mm.

Traçado em planta nas novas linhas de muita alta velocidade

A legislação nacional não contempla, para velocidades superiores a 300 km/h, os valores de escala real nem os valores limites de insuficiência de escala.

Apesar de não haver especificações para velocidades superiores a 300 km/h, neste estudo foram adoptados os valores especificados para 300 km/h. Considerando que a escala só irá diminuir, está-se assim do lado da segurança.

Assim, considera-se o valor de escala limite recomendado de 160 mm, o valor de insuficiência de escala limite de 80 mm e o excesso de escala limite de 110 mm (Marques, J. 2013).

Primeiro calculou-se o raio mínimo para diferentes velocidades múltiplas de 100 km/h, a começar em 50 km/h e a terminar em 1.050 km/h, ver Tabela 7.6.

Tabela 7.6 - Raio mínimo da bitola UIC para diferentes velocidades (Marques, J. 2013)

$V_{\text{máx}}$ [km/h]	$R_{\text{min}} = S \cdot V_{\text{máx}}^2 / (127 \cdot (h + I_{\text{lim}}))$ [m]
50	123
150	1.111
250	3.086
350	6.049
450	9.999
550	14.936
650	20.862
750	27.774
850	35.675
950	44.562
1.050	54.438

Dos cálculos anteriores e para muita alta velocidade, constata-se que se está na presença de raios mínimos muito elevados. Assim, para a velocidade de 350 km/h o raio é de 6.049 m, para 450 km/h o raio é de 9.999 m e para 550 km/h o raio é de 14.936 m.

De seguida e considerando os raios obtidos, calcularam-se as velocidades mínimas de circulação dos veículos ferroviários, em que não é recomendável a circulação de veículos ferroviários abaixo da velocidade mínima, ver Tabela 7.7.

Tabela 7.7 - Velocidade mínima para veículos de bitola UIC para cada raio mínimo (Marques, J. 2013)

$V_{\text{máx}}$ [km/h]	$R_{\text{min}} = S \cdot V_{\text{máx}}^2 / (127 \cdot (h + I_{\text{lim}}))$ [m]	$V_{\text{min}} = (R_{\text{min}} \cdot 127 \cdot (h - E_{\text{lim}}) / S)^{0,5}$ [km/h]
50	123	23
150	1.111	68
250	3.086	114
350	6.049	160
450	9.999	205
550	14.936	251
650	20.862	297
750	27.774	342
850	35.675	388
950	44.562	434
1.050	54.438	479

Dos cálculos anteriores e para muita alta velocidade, constata-se que se esta na presença de velocidades mínimas muito elevadas. Para a velocidade máxima de 350 km/h a velocidade

mínima é de 160 km/h, para velocidade máxima de 450 km/h a velocidade mínima é de 205 km/h e para velocidade máxima de 550 km/h a velocidade mínima é de 251 km/h.

7.1.4 Linha dupla ou bi-bitola

Introdução

A interligação é o acto ou o efeito de fazer a ligação eficaz entre os sistemas de informação e de comunicação dos diversos gestores da infra-estrutura e operadores.

A interoperabilidade é a capacidade do sistema ferroviário para permitir a circulação segura e sem interrupção de comboios que cumpram os níveis de desempenho exigidos nessas linhas (Directiva 2001/16/CE, 2001).

Os níveis de desempenho, de segurança, de qualidade dos serviços e o seu custo depende da coerência entre as características da infra-estrutura (na acepção lata do termo, ou seja, as partes fixas de todos os subsistemas em causa) e as do material circulante (incluindo os equipamentos de bordo de todos os subsistemas em causa) (Directiva 2001/16/CE, 2001).

As diferentes bitolas estão na origem da maior dificuldade de interligação e interoperabilidade entre as várias vias ferroviárias, entre países e por vezes dentro do mesmo país. Para solucionar o problema da diferença de bitola, tem-se optado quando a diferença de bitola o permite pela colocação de quatro carris, permitindo a circulação simultânea de veículos ferroviários de duas bitolas diferentes (Marques, J. 2013).

Quando a diferença de bitola não permita a inclusão de quatro carris, por não haver espaço, tem-se optado pela colocação de travessas polivalentes que permitem permutar entre uma bitola e outra, o que apenas permite a circulação de veículos ferroviários de uma bitola.

A bitola ibérica é de 1.668 mm e a bitola UIC é de 1.435 mm, o que dá uma diferença entre bitolas de 233 mm, como se indica na expressão (7.7),

$$\Delta \text{ de bitolas} = 1.668 - 1.435 = 233 \text{ mm} \quad (7.7)$$

A inserção de um terceiro carril, transforma a via ferroviária de bitola Ibérica, numa via bi-bitola, a qual permite a circulação simultânea de veículos ferroviários de bitola Ibérica e UIC, ver Figura 7.18.



Quatro carris (EFPP, 2012)



Mudança de carril (Fontul, S, 2012)



Três carris (Fcsseratostenes, 2012)

Figura 7.18 - Complementaridade entre bitolas

As vias ferroviárias de bi-bitola, apresentam inconvenientes, nas ferrovias suburbanas e nos metropolitanos que foram dimensionadas para bitola ibérica, de um lado das plataformas de embarque o espaço ao veículo ferroviário aumenta e do outro não é suficiente para comportá-lo. Outro inconveniente é a limitação da velocidade nos aparelhos de mudança de via, AMVs, devido à pequena diferença entre bitola ibérica e UIC.

Outra possibilidade é a mudança da bitola dos rodados dos veículos ferroviários.

Material circulante de bogies bi-bitola

Em 1968 a RENFE iniciou a utilização de veículos ferroviários, da Talgo, de bitola variável, entre Barcelona e Genebra, que demoravam menos de uma hora a mudar de bitola. Em 1980 passaram a ser utilizados entre Madrid e Paris. Actualmente as construtoras de veículos ferroviários Talgo e CAF, Construcciones y Auxiliar de Ferrocarriles, desenvolveram e patentearam tecnologias próprias para mudar a bitola, sem parar, num procedimento que demora menos de quatro segundos (Spainbusiness, 2012).

Para efectuar a mudança automática da bitola, os veículos ferroviários da Talgo, ao chegarem à estação de mudança de bitola, em que os carris da bitola original e da nova bitola correm juntos reduzem a velocidade para 15 km/h. Nestas estações, estão colocadas guias laterais ao longo da via, para as quais os veículos ferroviários transferem o seu peso. Após a transferência do peso para as guias laterais, libertam as rodas e soltam os pinos de ancoragem do sistema de rodagem, de forma automática as rodas posicionam-se nos carris da nova bitola e os pinos são bloqueados novamente. Depois desta fase o peso dos veículos ferroviários é transferido, das guias laterais para os carris (Spainbusiness, 2012).

O princípio dos veículos ferroviários da CAF é o mesmo da Talgo, em que o peso dos veículos é transferido para as guias. De seguida as rodas são desbloqueadas e bloqueadas após serem ajustadas à nova bitola. Após estes procedimentos os veículos ferroviários aceleram novamente, ver Figura 7.19.



Figura 7.19 - Automotora Oaris da CAF de bogies bi-bitola e de duas voltagens que atinge os 350 km/h (CAF, 2012)

Para permitir a circulação simultânea de veículos ferroviários de bitola UIC e bitola ibérica devem-se verificar as implicações ao nível do traçado geométrico.

Traçado em perfil longitudinal

O traçado em perfil longitudinal, delineado para a alta velocidade de tráfego misto em bitola UIC, não apresenta qualquer inconveniente para o tráfego misto em bitola ibérica.

Traçado em planta

Como já referido, os efeitos da força centrífuga podem ser anulados completamente pela, introdução na curva de uma escala, denominada de h_t . Para a bitola ibérica a escala teórica, o h_t calcula-se como se indica na expressão (7.8),

$$h_t = 13,7 * \frac{V^2}{R} \quad (7.8)$$

Em que,

h_t é a escala teórica em mm

R é o raio em m

V é a velocidade em km/h

A utilização da via ferroviária de alta velocidade, pelos veículos de bitola ibérica, a velocidades mais baixas, vai levar a que os veículos ferroviários estejam sujeitos ao excesso de escala. O que afecta o conforto dos passageiros e a estabilidade dos veículos de mercadorias, aumentando o desgaste da via e dos veículos ferroviários.

Traçado em planta nas linhas de alta velocidade

O raio de curva mínimo é calculado de forma a não ultrapassar a insuficiência de escala máxima, utilizando as mesmas expressões apresentadas para a bitola UIC, indicada nas expressões (7.4) e (7.5),

Neste caso, a largura da via ibérica é calculada como se indica na expressão (7.9),

$$S = 1.668 + 70 = 1.738 \text{ mm} \quad (7.9)$$

Traçado em planta nas novas linhas de muita alta velocidade

Para o cálculo da velocidade mínima consideram-se os valores reais da via em laje, ou seja, o valor de escala limite recomendado de 160 mm, o valor de insuficiência de escala limite de 80 mm e o excesso de escala limite de 110 mm.

Considerando os raios mínimos, da alta velocidade, para diferentes velocidades múltiplas de 100 km/h, a começar em 50 km/h e a terminar em 1.050 km/h, calculam-se as velocidades mínimas de circulação dos veículos ferroviários de bitola ibérica, ver Tabela 7.8.

Tabela 7.8 - Velocidade mínima para veículos de bitola ibérica para cada raio mínimo de bitola UIC (Marques, J. 2013)

$V_{\text{máx}}$ [km/h]	$R_{\text{mín}} = S \cdot V_{\text{máx}}^2 / (127 \cdot (h + i_{\text{lim}}))$ [m]	$V_{\text{mín}} = (R_{\text{mín}} \cdot 127 \cdot (h - e_{\text{lim}}) / S)^{0,5}$ [km/h]
50	123	21
150	1.111	64
250	3.086	106
350	6.049	149
450	9.999	191
550	14.936	234
650	20.862	276
750	27.774	319
850	35.675	361
950	44.562	404
1.050	54.438	446

Comparativamente aos veículos para muita alta velocidade, as velocidades mínimas decrescem ligeiramente, mas mesmo assim está-se na presença de velocidades mínimas muito elevadas.

7.2 Fontes de energias alternativas associadas à alta velocidade

7.2.1 Energia solar

As vias de alta velocidade são consumidoras de energia mas ao mesmo tempo estão implantadas em zonas com boa exposição solar (Marques, J. 2013).

Para fazer aproveitamento desta exposição solar na linha de alta velocidade entre Amesterdão e Paris, na Bélgica em Antuérpia, numa extensão de 3,5 km, foi construída o “túnel do sol”, uma estrutura sobre a via ferroviária para suportar 16 mil painéis solares, ver Figura 7.20.



Vista interior do túnel



Painéis solares sobre a via



Vista superior do túnel

Figura 7.20 - Túnel solar entre Amesterdão e Paris (Carrington, D. 2012)

Os 16 mil painéis solares correspondem a uma área de implantação de 50 mil metros quadrados, que consegue gerar 3.300 Mega Watts de electricidade por hora. Contribuindo para os consumos dos comboios ao mesmo tempo que reduz as emissões de dióxido de carbono, CO₂.

A estrutura tem um custo de construção relativamente alto e que devido à forma arquitectónica será inviável em muitas zonas das vias férreas.

Relativamente a Portugal, sendo uma zona de grande exposição solar o aproveitamento da energia solar é uma grande vantagem e, aliado à via em laje, é uma grande oportunidade.

Com os avanços tecnológicos e de materiais existentes actualmente, seria de estudar a instalação de painéis solares, mantas fotovoltaicas ou outra tecnologia sobre a própria via em laje, entre carris e ou lateralmente aos carris.

Entre as vantagens está a inexistência de balastro voador. Nas desvantagens, entre outras, encontram-se os problemas associados à deslocação do vento e o reflexo do sol. Problemas que não parecem impeditivos de uma solução altamente rentável.

Os painéis solares poderiam ser colocados entre carris e ou na superfície lateral aos carris. Entre carris poderiam ter a largura de 1,20 m e lateralmente de cada lado 0,40 m totalizando 2,00 m. Considerando um aproveitamento de 80% da extensão da linha de 125 km seriam colocados painéis em 100 km.

Os painéis entre carris totalizariam 120.000 m², e se for considerada a secção total trata-se de 200.000 m² para uma só linha, enquanto no caso de duas linhas seria 240.000 m² e 400.000 m², respectivamente.

Uma particularidade é que nesta situação, ainda sem estar concluída a construção da via ferroviária, a empresa já teria receitas da venda da electricidade produzida pelos painéis solares.

Outro factor importante é que as maiores necessidades energéticas ocorrem durante o dia, coincidindo com a maior produção dos painéis solares. Durante a noite, para os veículos de mercadorias, as necessidades energéticas poderão ser fornecidas a baixo custo senão mesmo irrisórios. Isto deve-se ao facto de durante a noite, as eólicas atingirem os picos de produção enquanto o consumo da rede baixa. Muitas das vezes, o excesso da electricidade produzida durante a noite acaba por ser dissipada, com grandes custos para a rede eléctrica nacional (Marques, J. 2013).

7.2.2 Frenagem dos veículos ferroviários

Os comboios quando freiam, travam, produzem energia eléctrica que pode ser aproveitada e devolvida à catenária (Marques, J. 2013).

A produção de energia eléctrica, por frenagem, ocorre de maneira acentuada quando um comboio de mercadorias reduz a velocidade durante as descidas, ou os veículos ferroviários suburbanos arrancam e param nas estações.

A CP é produtora de energia eléctrica e desde 2007, por decisão da ERSE, a CP contabiliza a energia eléctrica que é produzida pela frenagem.

Para isso, a CP instalou contadores nas locomotivas que medem a quantidade de energia que entra e sai, o mesmo acontecendo nas subestações, tanto nas da REFER como da CP, onde é medida também a energia eléctrica consumida ao fornecedor e a que lhe é devolvida.

A CP poupa cerca de 4,5 milhões de euros por ano, o equivalente em energia eléctrica para alimentar uma cidade de 25 mil habitantes, ou ainda o equivalente à não emissão de 50 mil toneladas de CO₂ para a atmosfera (CP, 2012).

Destes 4,5 milhões de euros poupados, 1,5 milhões são descontados nas facturas das fornecedoras de electricidade e 3 milhões ficam no sistema interno sem irem para a rede, sendo consumidos por outros comboios.

É um sistema, que já é utilizado e que deverá continuar a ser utilizado e melhorado.

7.2.3 Energia piezoelétrica

A energia piezoelétrica é a energia eléctrica derivada da pressão. À medida que é exercida a pressão, pelo peso, pequenos cristais metálicos incorporados sob a superfície produzem energia eléctrica (Marques, J. 2013).

Esta tecnologia ao invés dos painéis solares ou turbinas eólicas, não necessita de muito espaço, e não fere arquitectonicamente, por não ser visível.

É uma tecnologia recente da empresa Innowattech, mas com testes já realizados, conseguindo-se uma aproveitamento de 60% da energia mas com potencial de aumento da eficiência.

Situação conveniente a considerar em projecto é a produção de electricidade, em pontes relativo aos seus deslocamentos, da circulação de veículos ferroviários e da circulação de pessoas.

Energia piezoelétrica resultante da circulação dos veículos ferroviários

Quanto maior for a carga, maior é a produção de electricidade, pelo que os veículos ferroviários e nomeadamente os de mercadorias são os de maior potencial (Marques, J. 2013).

Na via ferroviária este sistema pode ser usado subterraneamente, por baixo da via em laje, e sobre o solo, nas fixações dos carris, ver Figura 7.21.

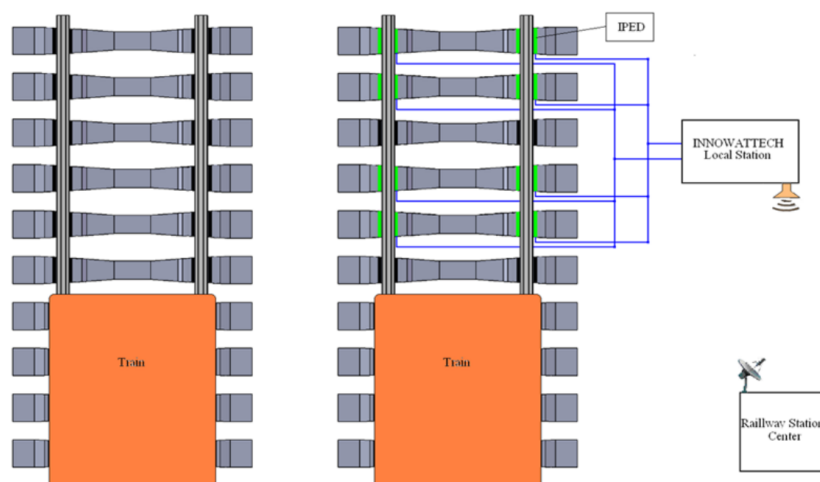


Figura 7.21 - Sistema de conversão de energia cinética em energia eléctrica (Innowattech, 2012)

Nas fixações, as palmilhas actuais são substituídas por palmilhas de produção de energia, que também podem fornecer a informação acerca da velocidade, comprimento, número de carruagens, número de eixos, peso dos eixos e das carruagens, distância entre dois comboios consecutivos ou em sentidos oposto, controlo dos defeitos e diâmetro da roda, vigilância da saúde da faixa. A energia é fornecida pelo próprio sistema, ver Figura 7.22.

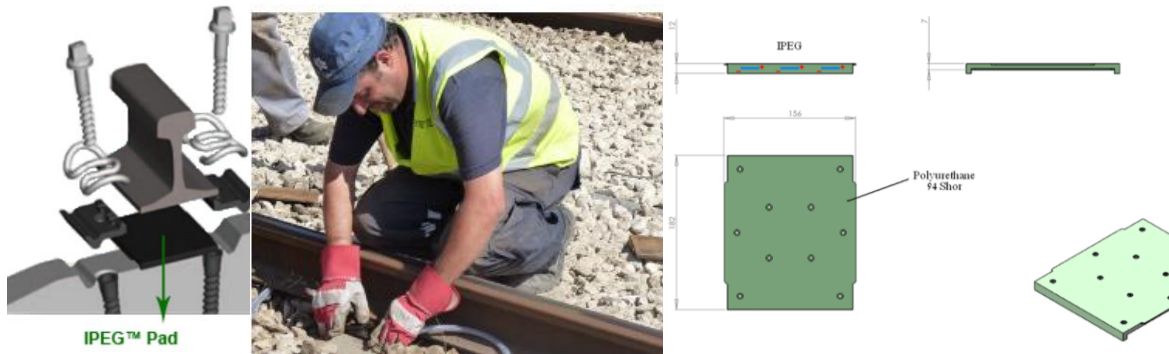


Figura 7.22 - Aplicação da palmilha em linhas existentes (Innowattech, 2012)

Energia piezoeléctrica resultante da circulação de pessoas

Esta tecnologia pode ser aplicada, a locais a onde circulam de forma regular um número elevado de pessoas, como é o caso das estações de caminho-de-ferro (Marques, J. 2013).

Esta solução, tem sido testada em vários locais. Na East Japan Railway Company (JRTR, 2012), produz electricidade, quando as pessoas passam nas portas de ingresso, a qual poderá vir a fornecer uma parte da electricidade consumida na estação, ver Figura 7.23.



Figura 7.23 - Estação de metro de Tóquio equipada com piso piezoeléctrico (JRTR, 2012)

7.3 Alimentação eléctrica

7.3.1 Considerações gerais

A alimentação eléctrica, é feita a partir da central eléctrica mais próxima, em linhas de alta tensão, até às subestações eléctricas de cada troço, situados ao longo da via, a onde a tensão é reduzida à tensão nominal e injectada individualmente no troço da catenária que abastece (Marques, J. 2013).

Os circuitos eléctricos, de cada troço, estão electricamente isolados para otimizar a gestão energética e acessibilidade. O circuito da catenária é fechado pelos carris de rolamento, que estão ao mesmo potencial do solo.

Se uma subestação ficar fora de serviço, o troço da catenária associado, pode ser alimentado pelas subestações adjacentes, fechando-se os disjuntores da zona neutra.

Os sistemas eléctricos podem ser classificados de corrente contínua, DC, ou corrente alternada, AC. Para os sistemas eléctrico de corrente contínua é necessário uma subestação de 20 km em 20 km e para os de corrente alternada de 50 km em 50 km.

Os sistemas eléctricos de corrente contínua, tem um baixo valor de tensão eléctrica e por norma são utilizados em centros urbanos ou em metropolitanos. Nos eléctricos e no metro é utilizada uma tensão de 750 V DC e nos veículos ferroviários entre 1.500 V DC a 3.000 V DC.

Os sistemas de corrente alternada, com maiores valores de tensão eléctrica, são utilizados em troços mais rápidos. Nas ligações entre cidades, por norma, é utilizada uma tensão de 15.000 V com frequência de $16\frac{2}{3}$ Hz AC ou de 25.000 V com a frequência de 50 Hz AC.

Em Portugal a electrificação é de corrente alternada, 25 kV 50 Hz AC, com excepção para a linha de Cascais que é de corrente contínua, de 1,5 kV DC. Em Espanha é utilizada a corrente contínua de 3 kV DC.

A utilização de sistemas eléctricos de corrente alternada, requer a instalação, nas locomotivas, de equipamento para converter a energia para baixa tensão à tracção eléctrica, ver Figura 7.24.

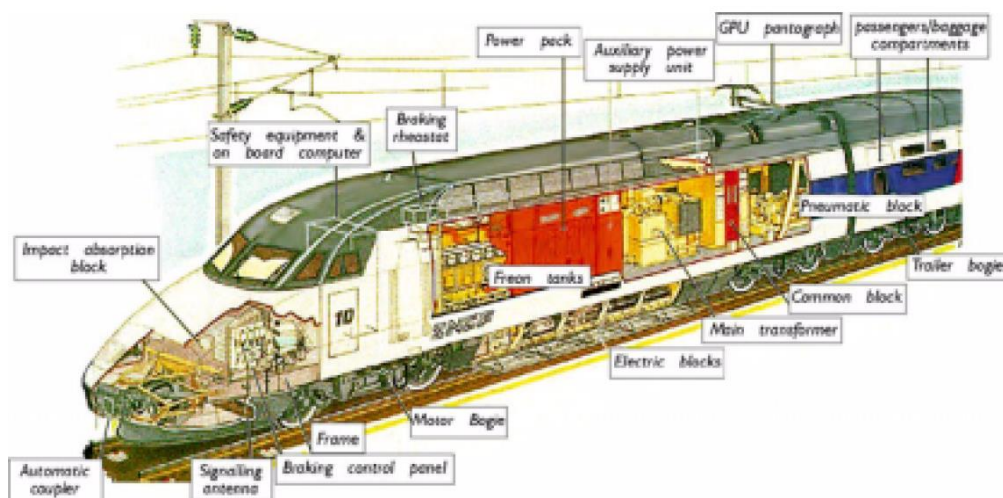


Figura 7.24 - Componentes do TGV Atlantique 24000 (Pisa, 2012)

De país para país os sistemas eléctricos podem apresentar diferentes dimensionamentos técnicos. De forma a atravessar as fronteiras, sem perdas de tempo, as locomotivas podem ser equipadas com sistemas de conversão que admitem ambas as electrificações, como é o caso da locomotiva Prima II que funciona com quatro tensões diferentes, ver Figura 7.25.



Figura 7.25 - Alstom, Prima II (Alstom, 2012)

7.3.2 Suportes físicos de alimentação

Introdução

O transporte da energia eléctrica para as locomotivas em movimento pode ser feita por catenária ou por terceiro carril (Marques, J. 2013).

A utilização simultânea do terceiro carril em corrente contínua e da catenária em corrente alternada, é perigosa pois pode haver passagem de corrente eléctrica de um sistema para o outro.

Catenária

O sistema da catenária ou cabos aéreos é, composto pelo fio de contacto, alinhado por cima da via e suspenso pelo cabo de suporte, através de pêndulos, ver Figura 7.26.

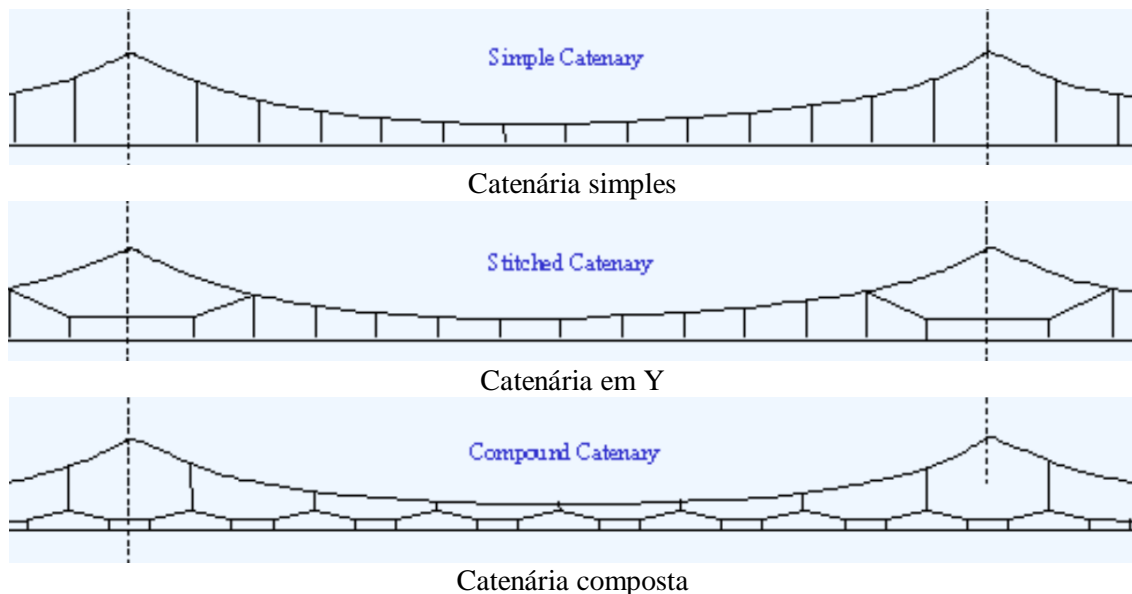


Figura 7.26 - Tipos de catenárias (Railway technical, 2012)

O fio de contacto abastece o comboio com energia eléctrica através do seu contacto permanente com o pantógrafo, fixado no topo dos veículos ferroviários, que no seu deslizamento exerce constantemente uma força vertical ascendente no sentido da catenária por forma a não se criarem arcos eléctricos, ver Figura 7.27.

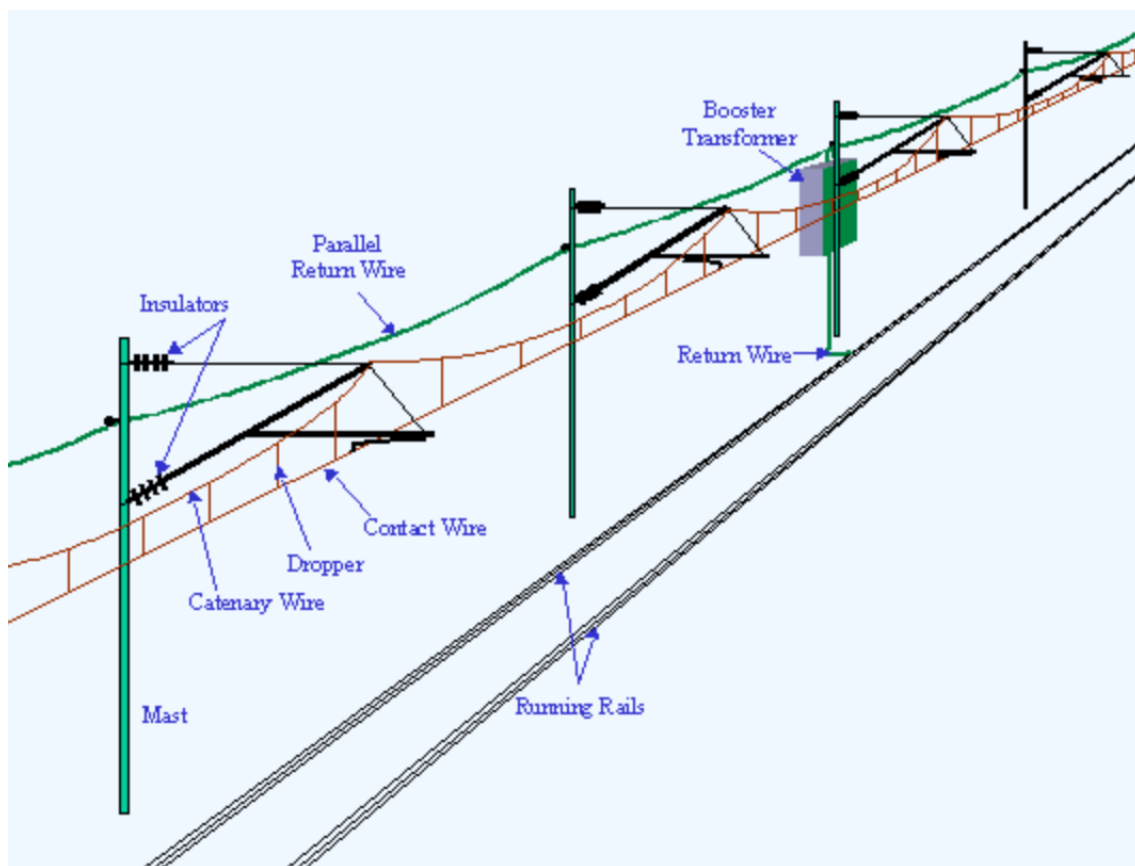


Figura 7.27 - Linha aérea da catenária (Railway technical, 2012)

O desgaste mecânico, resultante da fricção entre o fio de contacto e a grafite do arco do pantógrafo, é minimizado instalando o fio condutor em zig-zag, com um deslocamento de 30 cm do centro do carril, para um lado e para o outro, ver Figura 7.28.

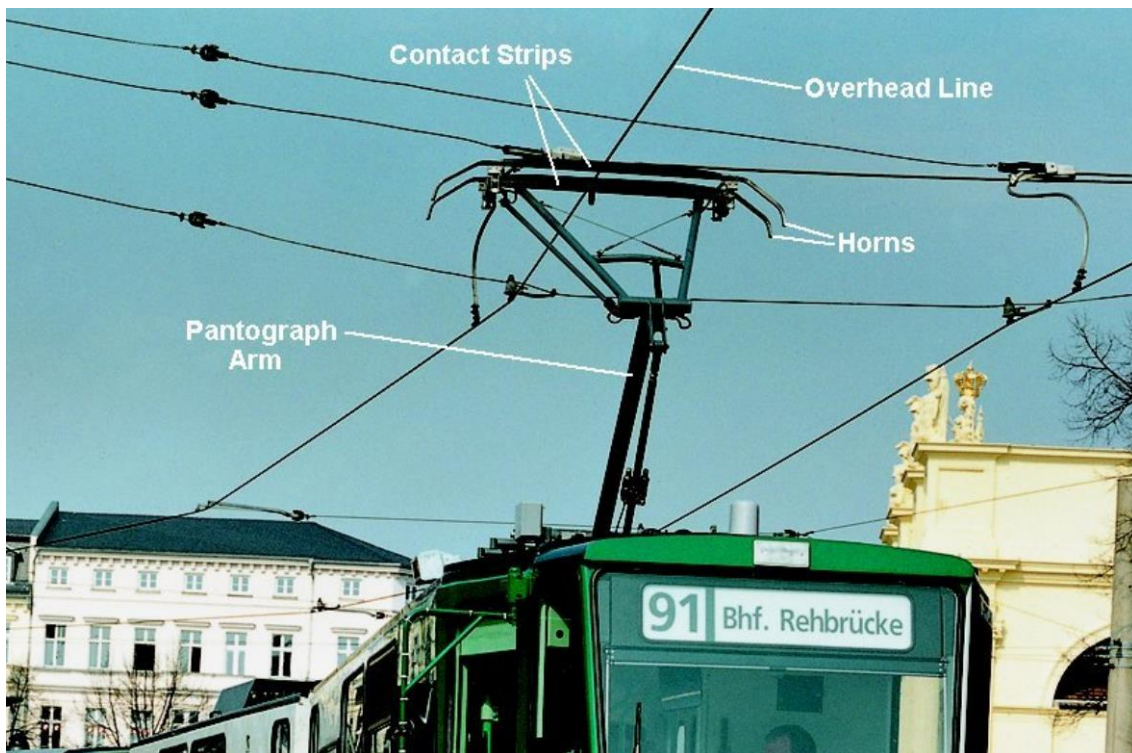


Figura 7.28 - Pantógrafo (Railway technical, 2012)

Terceiro Carril

A electrificação de corrente contínua por terceiro carril, é feita através de contactos deslizantes, desde um condutor rígido em paralelo ou dentro do plano de rolamento, ver Figura 7.29.

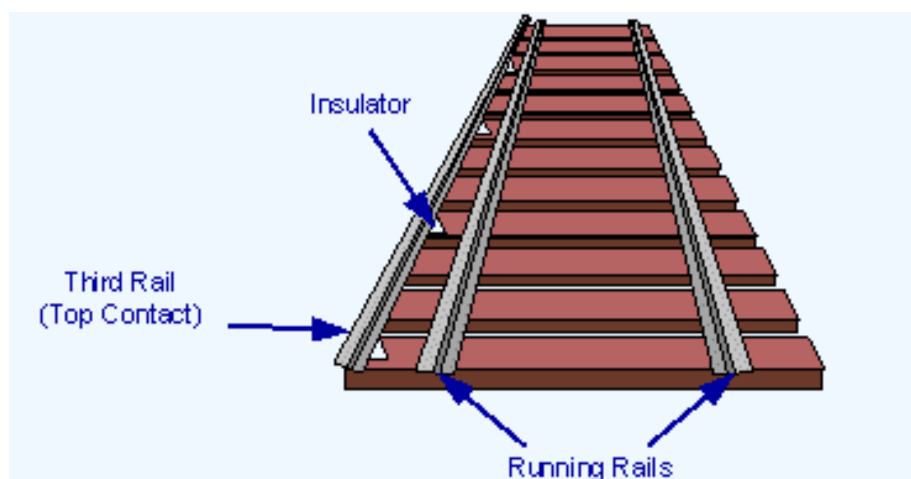


Figura 7.29 - Terceiro carril (Railway technical, 2012)

A instalação do terceiro carril junto do solo limita a potência que o terceiro carril suporta, sem que haja arcos voltaicos para o solo. A linha deve de ser construída por forma a evitar o fácil acesso por terceiros, ver Figura 7.30.

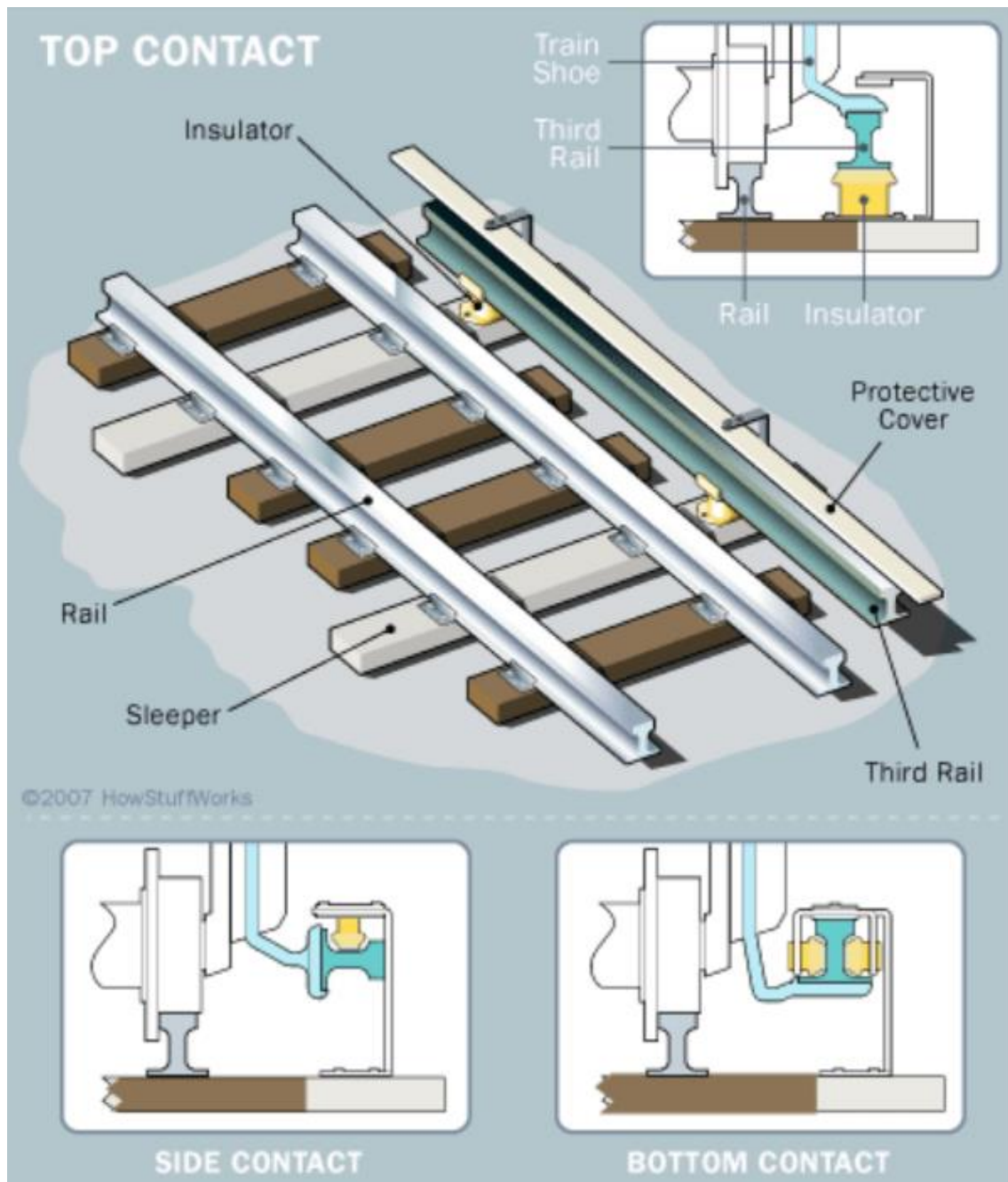


Figura 7.30 - Configuração e tipologias de protecção do terceiro (How Subways Work, 2012)

As grandes vantagens do terceiro carril condutor de corrente contínua é o menor custo de instalação e de manutenção. A desvantagem é que o custo de operação aumenta significativamente devido a necessitar de mais subestações de transformação. O terceiro carril é utilizado intensivamente no sul de Inglaterra e regularmente até aos 145 km/h, ver Figura 7.31.

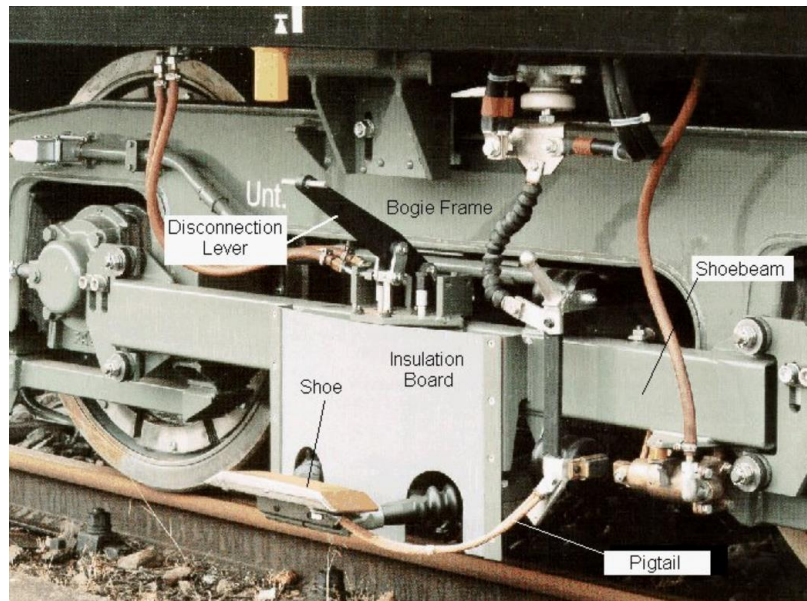


Figura 7.31 - Contactos deslizantes do terceiro carril (Railway technical, 2012)

7.3.3 Uma visão integrada

Na ligação de Paris a Londres são atingidos os 300 km/h em que cada locomotiva está equipada com dois pantógrafos, um para a alta velocidade de corrente alternada e 25 kV, e o outro para circular na Bélgica de corrente contínua e 3 kV. Para circular em solo Britânico foram colocados, de cada lado da locomotiva, contactos deslizantes do terceiro carril de 750 V, ver Figura 7.32.



Figura 7.32 - Locomotiva de duplo pantógrafo e contacto deslizante ao terceiro carril (Eurostar, 2012)

7.3.4 Uma visão integrada para a alta velocidade

A hipótese do terceiro carril, já foi equacionada pela extinta RAVE, empresa criada para a elaboração do projecto de alta velocidade em Portugal, num troço de sete quilómetros no ramal de Braga, na ligação ferroviária de alta velocidade entre Porto e Vigo (Correio do Minho, 2009).

A via do metropolitano de Lisboa é bitola UIC, a mesma dos veículos ferroviários de alta velocidade, e apresenta uma vantagem que é a de chegar ao aeroporto. Com obras a custos controlados esta estação pode-se transformar na plataforma de embarque.

Após a saída da rede de metropolitano, em direcção à ponte sobre o rio Tejo, poderá ser necessário converter a ferrovia de acesso à ponte de bitola ibérica em bi-bitola.

O atravessamento do rio Tejo pode ser feito a um custo muito baixo, isto é, apenas sendo necessário a fixação de um carril na ponte.

Na margem sul os custos são superiores pois será uma extensão maior em que será necessário converter a bitola ibérica em bi-bitola tendo sempre em conta a segurança, com implicações no tráfego ferroviário existentes, ver Figura 7.33.

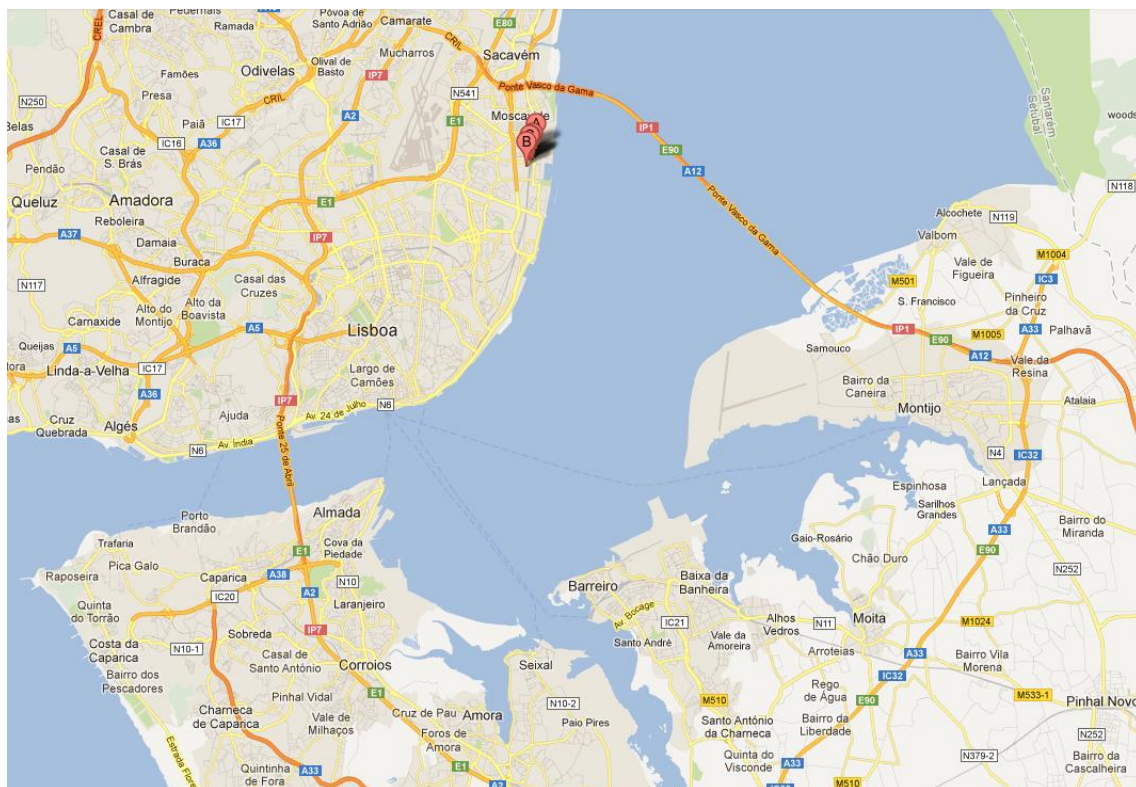


Figura 7.33 - Zona de Lisboa e margem sul (Google maps, 2013)

Na zona que se achar conveniente economicamente e sem comprometer decisões futuras, poderá ser iniciada a via ferroviária, de alta velocidade, em traçado recto até à fronteira Espanhola.

A opção pelo traçado recto, não é opção única, pois deslocando um ou os dois extremos do segmento de recta, obtêm-se vários traçados rectos, ver Figura 7.34 (Marques, J. 2013).



Figura 7.34 – Algumas hipóteses de traçados rectos para a via ferroviária (Marques, J. 2013, adaptado de Google maps, 2013)

7.4 Considerações finais

Segurança

Na construção das linhas ferroviárias de alta velocidade nacionais, o sistema de detecção de sismos, deve ser implantado desde o início, com o projecto a considerar os locais de instalação dos sismógrafos (Marques, J. 2013).

Aquando da construção de um troço experimental, Portugal deverá construir uma secção de via em laje para simular e testar as futuras formas de reparação.

Traçado geométrico

Por forma a reduzir as necessidades de manutenção da via, dos veículos e de manter o mais baixo possível o consumo energético, o declive das vias ferroviárias de passageiros e de mercadorias deve ser limitado ao máximo de 0,8%.

Actualmente, na Europa, há linhas de muita alta velocidade, com veículos ferroviários de passageiros a poderem circular a 350 km/h.

Desde 2009, as cidades de Wuhan e Guangzhou, na China, são ligadas com veículos ferroviários a circular a uma velocidade média de 350 km/h, podendo no entanto atingir 394,2 km/h.

Na construção de uma linha de muita alta velocidade, hoje em dia podemos contar com avanços tecnológicos ao nível da velocidade, e evitar de cometer o erro de não preparar a via para os progressos futuros da tecnologia (Marques, J. 2013).

Neste momento há linhas comerciais, com veículos ferroviários a circular acima do recorde de velocidade, de Fevereiro de 1981, de 380,4 km/h. Pelo que é de prever que ainda na próxima década, haja linhas comerciais, com veículos ferroviários a circular acima dos 515,3 km/h correspondente ao record de Maio de 1990 (Marques, J. 2013).

Considerando a evolução dos veículos ferroviários, o dimensionamento da estrutura deverá contemplar a previsível evolução, por forma a garantir que a nova linha não esteja desactualizada num curto período de tempo se não mesmo em projecto ou antes de se concluir.

Dos cálculos anteriores e para muita alta velocidade, constata-se que para a velocidade máxima de 350 km/h o raio mínimo é de 6.049 m e a velocidade mínima é de 160 km/h, para a velocidade máxima de 450 km/h o raio mínimo é de 9.999 m e a velocidade mínima é de 205 km/h, enquanto que para velocidade máxima de 550 km/h o raio mínimo é de 14.936 m e a velocidade mínima é de 251 km/h (Marques, J. 2013).

Assim, a existência de raios de curva apertados, poderá inviabilizar os avanços ao nível da velocidade de circulação, por colocar em causa o conforto dos passageiros. Consequentemente, dentro de algumas décadas, senão aquando da inauguração, ter-se-á uma linha com os problemas que tem a ligação ferroviária entre Lisboa e o Porto, ou seja, veículos a poderem circular a velocidades superiores que a linha permite.

Numa via mista circulam veículos ferroviários de passageiros, a velocidades mais elevadas, e de mercadorias, a velocidades inferiores. Os veículos ferroviários de passageiros vão estar sujeitos à insuficiência de escala, o que vai afectar o conforto dos passageiros. Os veículos ferroviários de mercadorias vão estar sujeitos ao excesso de escala, o que vai afectar a estabilidade dos veículos ferroviários e vai aumentando o desgaste da via e dos veículos (Marques, J. 2013).

Para não afectar o conforto dos passageiros e não aumentar o desgaste da via e dos veículos ferroviários de mercadorias, a via de muita alta velocidade deve de ser construída em traçado recto (Marques, J. 2013).

Bitola ibérica e bitola UIC

A via com bi-bitola permite a circulação simultânea de veículos ferroviários de bitola ibérica e UIC (Marques, J. 2013).

A Espanha construiu a sua rede ferroviária de passageiros e mercadorias em bitola ibérica e recentemente construiu uma rede de alta velocidade de passageiros em bitola UIC, com características que impedem ou dificultam o transporte de mercadorias. Para possibilitar o transporte de mercadorias para França, bitola UIC, a Espanha está a iniciar um processo de conversão de algumas vias em bitola ibérica em bi-bitola.

As vias ferroviárias dimensionadas para bitola ibérica e transformadas em bi-bitola, tem problemas ao nível das plataformas, da limitação da velocidade de circulação nos aparelhos de mudança de via e no maior desgaste de um dos carris.

A construção de uma via em bitola UIC mista em Portugal permite a continuidade do transporte de passageiros em Espanha, mas não a continuidade do transporte de mercadorias, enquanto a construção de uma via em bitola ibérica permite a continuidade do transporte de mercadorias a Espanha, mas não a continuidade do transporte de passageiros a alta velocidade.

Considerando todos os factos Portugal encontra-se perante um dilema de construir uma via de alta velocidade de passageiros ou uma via de mercadorias.

No dimensionamento de novas vias ferroviárias em bi-bitola, os problemas ao nível das plataformas pode ser mitigado na construção, mas a limitação da velocidade de circulação nos aparelhos de mudança de via, mantem-se, pelo que os AMV's devem ser colocados em número reduzido, isto é, apenas na proximidade das estações.

As vias em laje estudadas nesta dissertação sem grande acréscimo de custos, apenas com a instalação de mais um carril permitem a circulação de veículos ferroviários de bitola UIC e de bitola ibérica e se apenas forem colocados os AMV's no início da via em laje e junto da fronteira em Espanha poderemos conseguir a continuidade do transporte de passageiros e de mercadorias quer em bitola UIC e em bitola ibérica, sem qualquer limitação.

Produção de energia

Ao optar-se pela produção de electricidade alternativa na via ferroviária em laje, a partir da energia solar e/ou de energia piezoeléctrica, a sua implementação deveria de ser considerada ainda na fase do projecto (Marques, J. 2013).

Enquanto a produção de electricidade a partir da frenagem, dos veículos ferroviários, já é utilizada e deverá continuar a ser utilizada e melhorada.

A via ferroviária de apoio contínuo, permitirá uma maior reconversão da energia piezoeléctrica em energia eléctrica devido a aproveitar uma maior superfície de contacto roda carril (Marques, J. 2013).

Se a electricidade for utilizada no mesmo lugar a onde é gerada, são evitadas perdas de energia e reduzidos os custos de transporte. Para a optimização energética também se deve baixar o consumo de energia na iluminação dos veículos ferroviários, como seja pela utilização LED.

Alimentação eléctrica

Portugal e Espanha apresentam sistemas eléctricos com diferentes características técnicas. Para poder, atravessar as fronteiras sem perdas de tempo, as locomotivas devem ser equipadas com sistemas de conversão que admitem ambas as electrificações.

Nas linhas já construídas em bitola ibérica e quando convertidas em bi-bitola, ibérica e UIC, a catenária fica ligeiramente descentrada para os veículos ferroviários de bitola UIC. Este descentramento da catenária não apresenta inconveniente para veículos de mercadorias em bitola UIC e os inconvenientes para a alta velocidade de passageiros em bitola UIC não são significativos, pois os veículos de alta velocidade estão limitados à velocidade máxima permitida pelo traçado.

Nas vias ferroviárias novas, a construir em bi-bitola, a catenária deve ficar centrada para a bitola UIC de forma a permitir a circulação em alta velocidade e não apresentar inconvenientes significativos para os veículos de bitola ibérica, que circulam a velocidades inferiores (Marques, J. 2013).

Visão integrada

A estação de embarque e de check-in dos veículos ferroviários de alta velocidade pode ser feita no aeroporto de Lisboa, e utilizando a linha de metropolitano de Lisboa, até chegar à ponte Sul sobre o rio Tejo. Após sair da linha de metropolitano é necessário converter a linha da ponte sobre o Tejo de bitola ibérica para bi-bitola, com a simples colocação de um terceiro caril.

Será necessário, numa reduzida extensão até Poçoirão, a conversão da linha existente na margem sul, para bi-bitola, que com a via pré-montada poderá ser realizada em pouco tempo. Este troço pode ligar ao troço em traçado recto de cerca de 150 km, até à fronteira Espanhola, em bi-bitola, o que permitirá a circulação de todos os tipos de veículos ferroviários sem limitações de velocidade mínima e máxima.

A opção da via em laje estudada neste trabalho de 2,87 m de largura contempla perfeitamente a bi-bitola, sem limitações de carga e com baixos custos de manutenção.

A via ferroviária de Lisboa para Madrid, a passar por Badajoz, é uma via de engenharia mais simples e menos custosa que a norte do rio Tejo. Pelo que é uma boa opção para iniciar o desenvolvimento desta tecnologia em Portugal.

Só depois desta primeira obra concluída é que se deverá começar outra obra com esta tecnologia, o que permitirá a utilização do conhecimento e da experiência obtido na primeira obra na segunda obra, só depois da segunda obra concluída é que se deverá iniciar a seguinte obra e assim sucessivamente.

Esta medida de obras sucessivas é vantajosa na consolidação de conhecimentos e na incorporação de tecnologia, dando a garantia de o país manter o conhecimento e estar actualizado.

É de evitar a realização de várias obras em simultâneo, em que se obtém conhecimentos quase em simultâneo, mas que muitas das vezes não dá tempo para ser utilizado nas outras obras, cometendo-se o mesmo erro em todas elas, e quando se terminam todas as obras, mais ou menos em simultâneo, o país perde o conhecimento obtido em cada obra.

8 Considerações históricas, políticas, económicas e sociais

8.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados vários aspectos relativos a viabilidade da via em laje no contexto histórico, económico e de interoperabilidade de transportes, ver Figura 8.1.

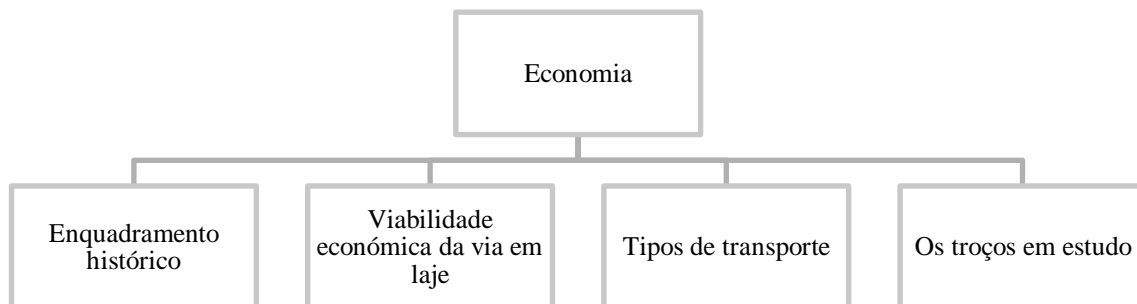


Figura 8.1 – Diagrama do estudo da viabilidade da via ferroviária em laje

8.2 Enquadramento histórico

8.2.1 O novo século do carril

Portugal, actualmente, está a viver “o novo século do Carril”, voltando às grandes discussões do século XIX, século que ficou conhecido como “o século do Carril”.

Não se pode pensar que a história e a actualidade são irreconciliáveis, devemos aceitar o reparo de Marc Bloch de que a “...a incompreensão do passado nasce (...) da ignorância do presente”. Ir aos séculos passados procurar as raízes do “carril”, pode parecer ambicioso ou inútil a quem, criado na era da internet, tende a ver no carvão e no vapor os seus mais longínquos antepassados, no entanto é necessário que se faça, a fim de se poder superar antagonismos sem perda de identidade (Bloch, Marc 1965).

Mas hoje a controvérsia é muito diferente, enquanto na altura o carril veio fundamentar a Revolução Industrial, levando à forte baixa dos preços, actualmente equacionasse se as vantagens competitivas são relativamente muito substanciais. Contudo também não é nada de novo este tipo de questionamento, porque os carris sempre foram focos de grandes polémicas a nível, social, mental e económico, porque o caminho-de-ferro sempre esteve associado à ideia de que com ele vem de novo o progresso, permitindo acelerar a troca de ideias e mentalidades. Por onde passam os carris acabam sempre por se desenvolverem novos núcleos, desenvolvendo o país, com enormes transformações, porque a engenharia das ferrovias que está associada é sempre a tecnologia de ponta onde os desafios envolvidos são sempre enormes.

Os capitais envolvidos no desenvolvimento de uma rede de carris sempre foram elevados, provocando paixões exacerbadas e opiniões muito divergentes. Apaixonaram os estudiosos

ávidos de participarem em projectos tecnológicos de ponta, onde a rede ferroviária teve sempre a sua grande quota-parte de apaixonados, e mesmo quem não se debruçou convenientemente sobre o assunto sempre gostou de ter uma opinião.

8.2.2 O pai da economia, Adam Smith

Não se pode deixar de começar uma análise económica sem começar pelo pai da economia moderna, Adam Smith, considerado o mais importante teórico do liberalismo económico e que veio demonstrar que a riqueza das nações resultava da actuação dos indivíduos que movidos pelo seu próprio interesse, promoviam o crescimento económico e a inovação tecnológica. O mercado iria-se regular automaticamente, e por isso Adam Smith é contra a intervenção do Estado, porque este se intervisse era para satisfazer as suas pretensões e com isso prejudicaria as formas de concorrência. (Smith, A. 1981).

A teoria de Adam Smith não se enquadra concretamente nesta realidade, já que o Estado está completamente presente na infraestrutura ferroviária, mas a realidade é que onde se pretende chegar é ao mesmo local, à inovação tecnológica e ao crescimento económico.

Sendo esta uma infraestrutura de interesse nacional, há que ter consciência que a mão invisível do mercado não será por si só um factor único e exclusivo porque há sempre um conjunto de intervenções administrativas admissíveis por parte do Estado. Estas intervenções poderão, aparentemente, desvirtualizar a realidade do estudo, mas estas intervenções são admissíveis e fundamentais devido ao cariz de uma infraestrutura deste género.

Por razões históricas e políticas associadas o Estado Português nacionalizou o sistema ferroviário nacional, o qual foi classificado como de interesse para o conjunto das actividades económicas.

A infraestrutura ferroviária ao ser analisada à luz de um clássico da economia como David Ricardo, um dos principais representantes da economia política clássica, pode-se questionar de que forma poderá alavancar as vantagens comparativas no comércio internacional? Hoje é evidente que um dos maiores recursos de Portugal começa a ser a nível de capital humano e como ponto de entrada de mercadorias na Europa. É uma grande vantagem competitiva que Portugal pode e deve alavancar e potencializar ao máximo o que a economia permitir (Ricardo, D. 1983).

8.2.3 A importância do Estado

Portugal, actualmente, está a passar por uma grave crise económica, que se enquadra também numa crise global, o que fez ressurgir a teoria do economista John Maynard Keynes (1883-1946). Este economista defendeu que o Estado deve ter um papel central na economia, e veio legitimar a intervenção do estado na defesa e protecção dos estratos mais frágeis da sociedade e uma maior intervenção do estado para controlar os ciclos económicos.

Em Dezembro de 2011, o economista liberal Paul Krugman, na revista “New York Times” vem relembrar a pertinência de se aplicar a teoria de Keynes, criticando a insuficiência da política keynesiana na política económica seguida por Barack Obama, e o título do seu artigo foi mesmo “Keynes estava certo” e chega mesmo a dizer “a nossa elite política obcecada por deficits de

curto prazo, que não são o actual problema, acabam no processo por criar um problema real muito pior, uma depressão económica e um aumento do desemprego” (NYtimes, 2011).

Keynes veio fundamentar, que o próprio estado deve endividar-se, usar o dinheiro que não tem, para a realização de infraestruturas de forma a conseguir assegurar bons níveis de emprego (Keynes, J. 1992).

Estando Portugal a passar por uma crise económica grave, torna pertinente esta mesma reflexão e além disso, o justificar a obra assim que possível.

8.2.4 Uma necessidade da sociedade

Neste novo milénio, ter uma auto-estrada rápida já não chega e ter um caminho-de-ferro desenquadrado da realidade europeia será que compensa?

A quantidade de tecnologia ao nosso dispor neste novo milénio é tremenda, e o simples facto de algo de bom existir, só por si já cria a necessidade da sua utilização. Esta necessidade será realizável se houver os recursos adequados para a sua construção. Mas não se pode deslocar em ferrovias rápidas, sem primeiro as construirmos.

Ao se ter consciência que os recursos existentes são escassos e não devem de ser desperdiçados, haverá sempre que fazer uma escolha entre as necessidades que há a satisfazer e as que realmente se irão justificar. A forma como se irá analisar esta questão terá que passar sempre por dados técnicos, mas terá que se ter consciência de que a decisão final será sempre política. Muitas das vezes não há discussão das alternativas porque a decisão política já está implícita na escolha do governo, e é esta a realidade actual do país em relação à alta velocidade, há a sensação de que nem vale a pena estudar este assunto dado que a decisão do Governo já foi tomada no seu programa eleitoral.

Em qualquer que seja a decisão, esta irá beneficiar mais este ou aquele agente económico em detrimento de outros, mas isso não afecta este estudo em qualquer das suas vertentes.

8.2.5 O impacto na actividade económica do país

A construção de uma infraestrutura ferroviária desta dimensão, influenciará a actividade económica do país, devendo-se considerar um estudo econométrico, onde se ponderem todas as relações funcionais entre as variáveis económicas. Isso, ajudará a analisar os vários modelos de via ferroviária num trabalho interdisciplinar entre as diversas áreas e nomeadamente a de gestão, economia e engenharia e assim ponderar a validade das hipóteses de trabalho teórico ou prático e da análise causal como seja as implicações do tipo de via na rentabilidade da mesma.

Um estudo econométrico deste género pode cair na tentação de ser feito de acordo com certos grupos de poder, com objectivos pré-definidos, por interesses económicos, e consoante esses interesses definir-se as variáveis a usar e as suas ponderações, por isso procurar-se-á fazer-se um estudo que se baseia muito mais em questões de engenharia sem a pressão das variáveis económicas e dos correspondentes interesses empresariais.

8.2.6 Reestruturação da economia

A ideia de ampliar uma rede ferroviária vem sempre associada à ideia da reestruturação da economia, do emprego, e da inovação tecnológica.

Na parte final do último século o aumento da dimensão das empresas acarretou muitos encargos e consequentemente os salários estagnaram, o consumo estagnou, e deixou de ser compensador fazer novos investimentos. As grandes empresas tentaram diminuir os custos e aparecem os contratos de trabalho temporários, domiciliários e em pequenas empresas.

As primeiras Pequenas e médias empresas, PME's, trabalhavam em regime de subcontratação para as grandes empresas, em que muitas das vezes, estas, apenas tinham um único cliente. Eram empresas com pouca base tecnológica, mas de mão-de-obra intensiva, sem qualificação e de baixo custo.

O aparecimento dos computadores baratos, no fim do século passado, permitiu às PME's o acesso a tecnologias que antes lhes era de preço proibitivo, que tornando-se de fácil acesso, contribuiu para entrar em novos mercados e ganhar dimensão e novos clientes. O acesso às novas tecnologias permitiu-lhes serem inovadoras e competitivas em certos nichos e mesmo competindo com grandes empresas.

Em 2001, a China comunista, Republica Popular, entrou na organização mundial do comércio, OMC, disponibilizando muitíssima mão-de-obra a muitíssimo baixo custo.

Na primeira fase, as grandes empresas deslocalizaram as subcontratações para a China, reduziram os custos e eliminaram alguma da competição emergente das pequenas e médias empresas, PME's.

O desenvolvimento da internet no fim do século passado e a massificação no início deste, tornou as comunicações baratas, o que possibilitou que uma empresa local, ganhasse clientes em qualquer parte do mundo, podendo-se transformar de pequenas em grandes empresas.

Nesta segunda fase, já não são só as grandes empresas, mas também as PME's, a deslocalizarem as subcontratações para a China, por forma a reduzir os custos.

As deslocalizações levaram à redução dos números de postos de trabalho nos países desenvolvidos, principalmente da mão-de-obra não qualificada.

A libertação da mão-de-obra libertou tempo para cursos de formação, por forma a melhorarem as suas qualificações, enquanto as universidades criavam uma geração muito mais qualificada, ao mesmo tempo que se deslocam para as zonas mais competitivas e desenvolvidas.

Esses deslocamentos, por vezes, são de longas distâncias, o que cria a necessidade de se percorrerem essas distâncias de forma cómoda, a preço acessível, num período de tempo aceitável. De tal forma que países que introduziram transportes ferroviários de alta velocidade, inverteram a quebra na utilização das ferrovias.

Hoje quando se discute a importância do “carril” está-se a discutir já não só as suas implicações no sector primário ou secundário mas também no terciário ou mesmo fortemente no sector quaternário.

A consideração do sector quaternário, da comunicação e da informação, como um novo sector económico, resulta dos avanços tecnológicos e é onde se pretendem enquadrar os grandes investimentos (Kenessey, Z. 2005).

8.2.7 O comércio internacional alargado

O grau de abertura de economia, ou seja, o peso das transacções com o exterior.

Grau de Abertura= (Exportações + Importações) / PIB a preços de mercado

- Produto interno bruto a preços de mercado (preços correntes; anual) 2011: 170.909,0 (10⁶ euros)
- Importação de bens e serviços (preços correntes; anual) 2011: 67.196,8 (10⁶ euros).
- Exportação de bens e serviços (preços correntes; anual) 2011: 60.688,3 (10⁶ euros).
(dados do INE – Instituto Nacional de Estatística)

Portugal em 2011 teve um grau de abertura da economia de 75%, o que é um valor bastante significativo.

Constata-se que, em 1986, ano de a adesão à CEE, o grau de abertura da economia era de 23,4%, em 2006 era de 58,6% e em 2011 era de 75%, o que é um valor bastante significativo e tudo pressupõe que irá continuar-se a subir.

O comércio internacional não é só uma realidade europeia, mesmo a China com um regime político tão diferente do europeu veio a definir o comércio internacional como a sua prioridade.

8.2.8 Emissões de CO₂

Há a ideia de que a Alta Velocidade é uma tecnologia limpa, para se perceber a profundidade desta ideia, abordo qual será o impacto das emissões de CO₂ entre Lisboa e Porto.

Estudos elaborados em França pela Voyages-sncf.com a Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie, ADEME, acabaram por, de uma forma prática, dar origem à EcoCompareur. Assim, de uma forma fácil podemos comparar as emissões de CO₂ entre vários trajectos efectuados de TGV, de automóvel ou de avião em França.

O trajecto de Alta Velocidade entre Lisboa e Porto terá, sensivelmente, a mesma distância entre Paris e Rennes.

Usando o EcoCompareur teremos as seguintes emissões de CO₂, apresentada na Figura 8.2.



Figura 8.2 - EcoComparateur para as emissões de CO₂ (EcoComparateur. 2012)

Constata-se que, a emissão de CO₂ entre o automóvel e o avião é sensivelmente o mesmo, 78 kg vs 80 kg, mas relativamente ao TGV é de apenas 4 kg, havendo uma diferença abismal, uma redução de noventa por cento nas emissões de carbono.

8.2.9 O gigante financeiro Lehman Brothers

No domingo, 14 de Setembro de 2008, os Estados Unidos da América entraram numa espiral de recessão com a declaração de falência do Lehman Brothers, banco que não era considerado grande demais, mas importante demais para falir. Não resistiu ao excessivo crédito imobiliário de risco, subprime (Wessel, D. 2010).

O Wall Street Journal chamou-lhe “O fim-de-semana em que Wall Street morreu”. Particulares, empresas e países foram “contaminados” e as insolvências e as falências foram uma sucessão. Estava-se no centro do “Grande Pânico”, foi assim que ficou conhecido este período. A Islândia estava a implodir, incapaz de pagar o peso da sua dívida. A Irlanda viu-se obrigada a garantir os depósitos dos seus maiores bancos. Muitos governos europeus viram-se obrigados a resgatar os seus bancos. O governo britânico injectou 50 mil milhões de libras nos seus bancos. As cotações das acções caíram em todo o mundo.

Em Portugal não foram só os particulares e as famílias que sofreram com esta conjuntura adversa, mas o próprio Governo da Republica viu-se forçado a solicitar um “resgate” financeiro à Comissão Europeia, ao Banco Central Europeu e ao Fundo Monetário Internacional (troika), na sequência das graves perturbações que o sistema financeiro internacional passou e que em Portugal teve fortes repercussões. Esta situação levou ao Governo a ter de ponderar muitos investimentos, repensando-os e redimensionando-os. A linha de alta velocidade foi um desses projectos. As palavras que agora podemos aplicar a estes novos estudos são: redimensionar e reajustar. Mas este governo foi mais longe e suspendeu-o.

8.3 Viabilidade económica da via em laje

8.3.1 Custo de construção

Via balastrada em comparação com as vias não balastradas em laje

A via balastrada é uma tecnologia madura, de eficácia comprovada, custos de construção relativamente menos dispendiosos que o das estruturas alternativas.

O grande inconveniente das vias em laje é o maior custo de construção. O custo de construção desta via embebida é superior ao das vias em laje com apoios discretos.

A via em laje construída em obra apresenta um custo de construção inferior às soluções pré-fabricadas. Para além de apresentar uma melhoria na qualidade da laje, consegue uma grande adaptabilidade a terraplanagens com solos de diferentes qualidades, a tûneis e a pontes ou extensos viadutos, ou seja, obtêm-se uma via uniforme.

Os quatro modelos com armadura ordinária inferior apresentam uma geometria semelhante, formando elementos monolíticos, mais duráveis. O modelo com armadura ordinária inferior e sem pré-esforço, permite a mecanização mais produtiva do processo de construção, com redução dos respectivos custos de construção, ver Figura 8.3.

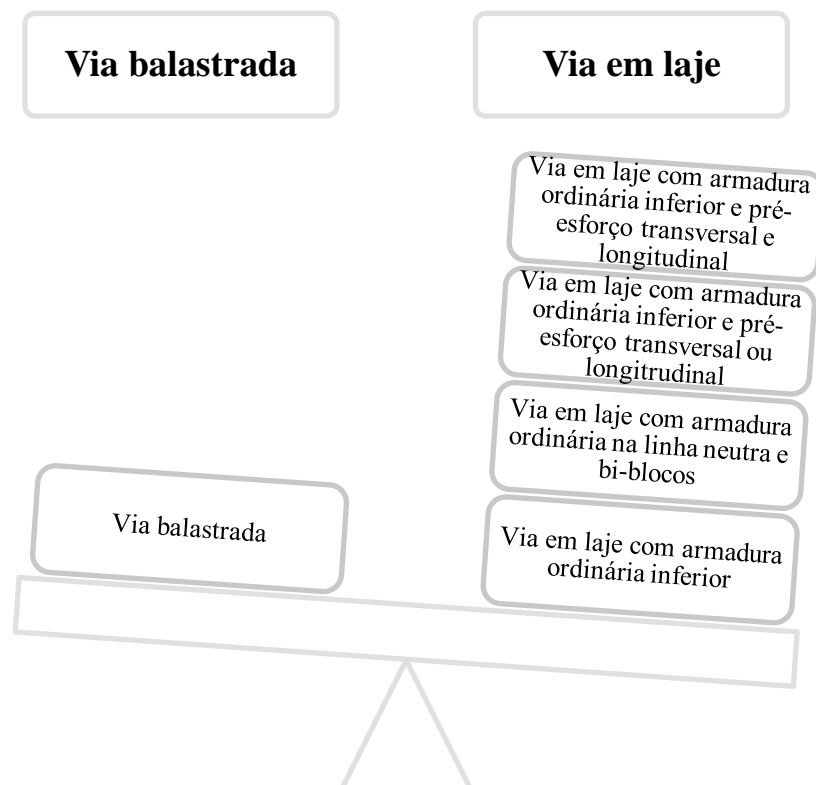


Figura 8.3 - Comparativo dos custos de construção da via balastrada com a via não balastrada em laje (Marques, J. 2013)

Considerando a via balastrada mista, passageiros de alta velocidade e mercadorias, o custo é superior ao da via balastrada considerada na Figura 8.3. Pelo que o preço de construção deverá estar muito próximo ao da via em laje com armadura ordinária inferior.

Vias não balastrada em laje de aço inóx

O melhor método de protecção contra a corrosão são as armaduras de aço inoxidável, por apresentarem uma maior resistência à corrosão (Marques, J. 2013).

A utilização de armaduras de aço inoxidável é o método, com maiores custos, que aumenta o custo total da via em laje.

O processo construtivo recorrendo às armaduras de inox é idêntico, mas há um aumento do custo devido ao aço inox. Na comparação entre os modelos apresentados o recurso ou não do aço inox cria uma diferente matriz de selecção, ver Figura 8.4.

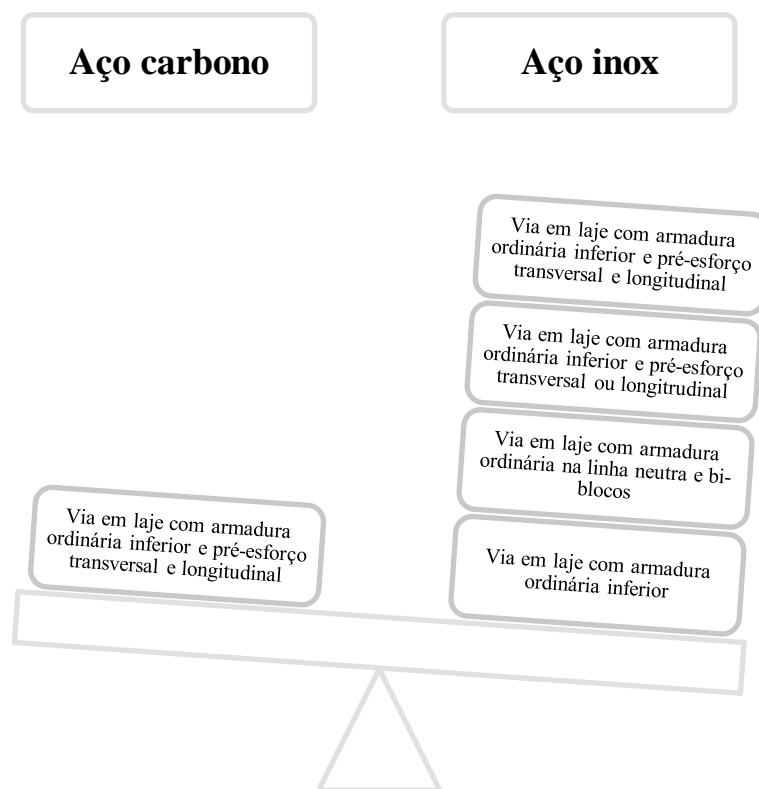


Figura 8.4 - Comparativo dos custos de construção da via não balastrada de armadura ordinária tradicional com a de aço inox (Marques, J. 2013)

Por outro lado, a utilização do agregado de basalto, com um custo superior, contribui para a melhoria do módulo de elasticidade.

8.3.2 Custo de manutenção

Custo de manutenção

As vias balastradas estão sujeitas a elevados custos de manutenção com reposição de balastro e alinhamento de via a cada dois anos.

A via balastrada comparativamente às estruturas alternativas nas suas alterações, correcções e ajustamentos da via ou de qualquer um dos seus elementos requer custos e esforços de menor dimensão. No entanto requer uma elevada necessidade de manutenção, com intervenções constantes ao longo da vida (Marques, J. 2013).

Para velocidades superiores a 300 km/h os custos de manutenção das vias balastradas sobem exponencialmente e acima dos 320 km/h os custos de manutenção são excessivos, o que levou a que linhas que estando preparadas para os 350 km/h os veículos ferroviários sejam limitados a circular a 320 km/h por os custos de manutenção seriam incomportáveis.

A via em laje é uma solução que mesmo com a circulação de um elevado volume de tráfego, mantém um bom comportamento, não necessitando de grandes trabalhos de conservação, a não ser as operações de esmerilagem dos carris para o período de vida estimado (Marques, J. 2013).

O Japão já possui uma experiência de mais de 40 anos na utilização de via em laje pré-fabricada para a alta velocidade. Nos seus 40 anos de experiência, fez um estudo comparativo dos custos de manutenção na linha de Sanyo Shinkansen entre a via balastrada e a via em laje, concluindo que os custos de manutenção da via em laje pré-fabricada se reduzem em 75%, ver Figura 8.5.

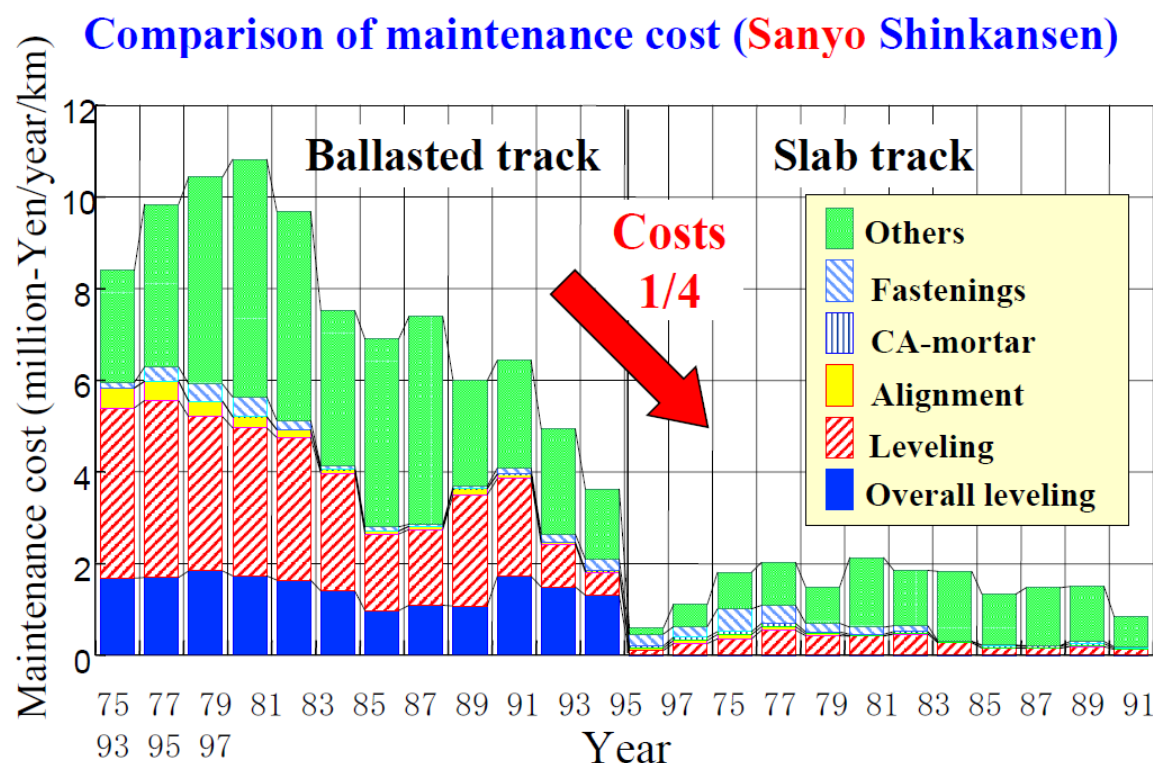


Figura 8.5 – Comparativo dos custos de manutenção da via balastrada com a via em laje (JR, 2008)

Nos quatro modelos apresentados com armadura ordinária inferior o carril é apoiado de forma contínua, o que reduz a necessidade de esmerilagem dos carris.

A utilização de armaduras inoxidáveis, reduz os custos de manutenção, por apresentarem uma maior resistência à corrosão em ambientes mais agressivos.

A utilização do agregado de basalto, também reduz os custos de manutenção, por melhorar o módulo de elasticidade do betão.

Estabilidade da via

A circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas requer mais estabilidade da via, por forma a conferir segurança para a circulação, à qual a via balastrada tem dificuldade em responder.

A via balastrada possui uma boa capacidade de drenagem natural devido à natureza do material que compõe a cama de balastro, assim como boa elasticidade e capacidade de dissipação do ruído induzido pela passagem do tráfego ferroviário.

A via em laje confere uma maior estabilidade à via, permitindo uma maior segurança para a circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas.

Um dos maiores inconvenientes da via em laje é a propagação do ruído e da vibração, os quatro modelos apresentados com armadura ordinária inferior o carril é apoiado de forma contínua numa palmilha, o que aumenta a capacidade de dissipação do ruído induzido pela passagem do tráfego ferroviários.

Durabilidade

A durabilidade de uma estrutura é a aptidão que esta apresenta para desempenhar as funções para que foi concebida durante o período de vida previsto, sem que seja necessário suportar custos de manutenção e reparação imprevistos.

Actualmente o dimensionamento da fundação e do leito de via ou coroamento é feito para um período de 100 anos.

A via balastrada está dimensionada para um período estimado de 30 anos, estando subdimensionada em 70 anos em relação à fundação e ao leito de via ou coroamento.

A via em laje está dimensionada para um período estimado de 60 anos, estando subdimensionada em 40 anos em relação à fundação e ao leito de via ou coroamento.

A durabilidade da via em laje pode ser aumentada pela utilização de métodos adicionais de protecção. A utilização de armaduras de aço inox, com tempos de vida superiores a 120 anos, são consideravelmente mais caras, mas poderá prolongar a vida da estrutura para os 120 anos.

Neste caso a via em laje com armaduras em inox ficaria dimensionada para 120 anos, ficando sobredimensionada em 20 anos em relação à fundação e ao leito de via ou coroamento, a qual também beneficiaria da impermeabilização resultante da via em laje.

8.3.3 Custo do ciclo de vida

Via em laje pré-fabricada

Em 1965, a antiga Japonesa National Railways, JNR, começou a desenvolver um novo conceito de via ferroviária designada de " New Track Structures " em que uma das metas do projecto era um custo de construção inferior ao dobro do custo da via balastrada.

Em 1972, a nova estrutura de via ferroviária desenvolvida foi baptizada de "Slab track" e aplicada pela primeira vez na linha Sanyo Shinkansen.

Os caminhos-de-ferro Japoneses optaram pela via em laje pré-fabricada em que, nos 40 anos de experiencia, consideraram-na cerca de 30% mais dispendiosa que a via balastrada.

Dessa experiencia, optaram por fazer um estudo comparativo dos custos totais, de construção e manutenção, entre a via balastrada e a via em laje, concluindo que o ponto crítico ocorre no nono ano, a partir do qual passa a ser favorável à via em laje, ver Figura 8.6.

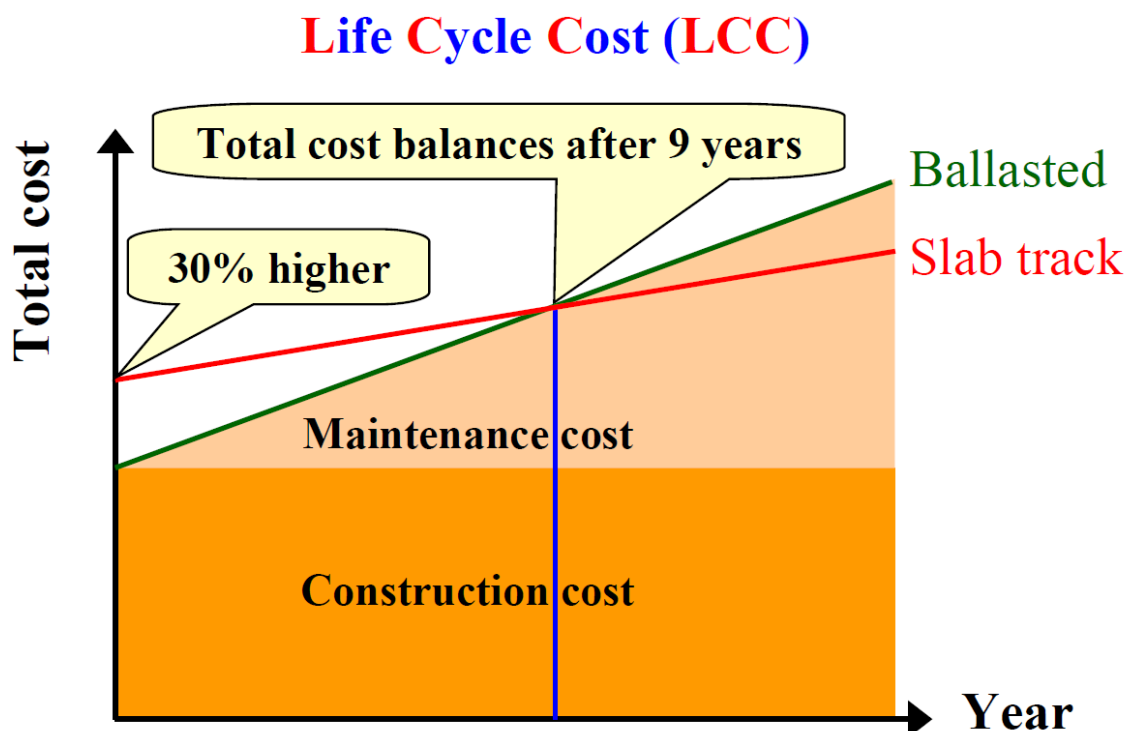


Figura 8.6 – Comparativo dos custos totais da via balastrada com a via em laje (JR, 2007)

Via em laje construída em obra

Para a Britpave, The British In Situ Concrete Paving Association, os custos de construção da via ferroviária são apenas superiores em 10% à via em balastrado. O ponto crítico ocorre dentro de oito anos de operação, em que os custos de manutenção da balastrada sobe significativamente aos 12 anos, ver Figura 8.7.



Figura 8.7 - Custos anuais de instalação e manutenção de via balastrada e via em laje (Britpave, 2011)

Via em laje de baixa vibração

As vias de baixa vibração denominadas de LVT podem ser aplicadas nas vias balastradas ou nas vias em laje, ver Figura 8.8.

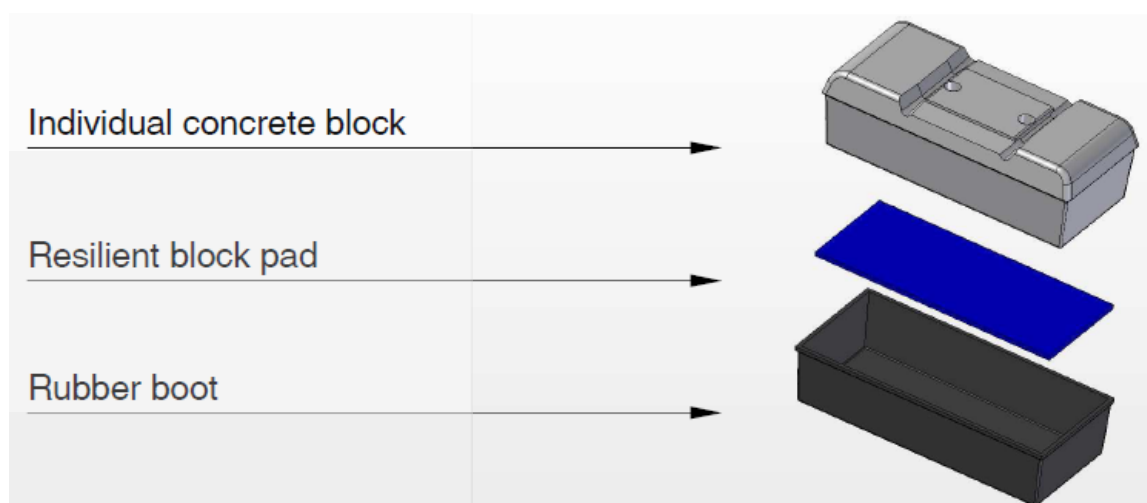


Figura 8.8 - Vias de baixa vibração (Sonneville, 2013)

A baixa vibração é conseguida porque os carris são colocados sobre blocos de betão os quais assentam sobre uma palmilha, por sua vez o bloco e a palmilha são envolvidos por uma caixa de borracha, as quais são embebidas na laje de betão armado ou balastrado (Sonneville, 2013).

Para a ÖBB-Infrastruktur Bau AG, os custos previsionais de construção da via em laje de baixa vibração são superiores em 40% à via balastrada. O ponto crítico ocorre aos 15 anos e torna-se muito favorável aos 40 anos, quando é necessário fazer a renovação da via balastrada, ver Figura 8.9 (Schilder, R. and Diederich,D. 2007).

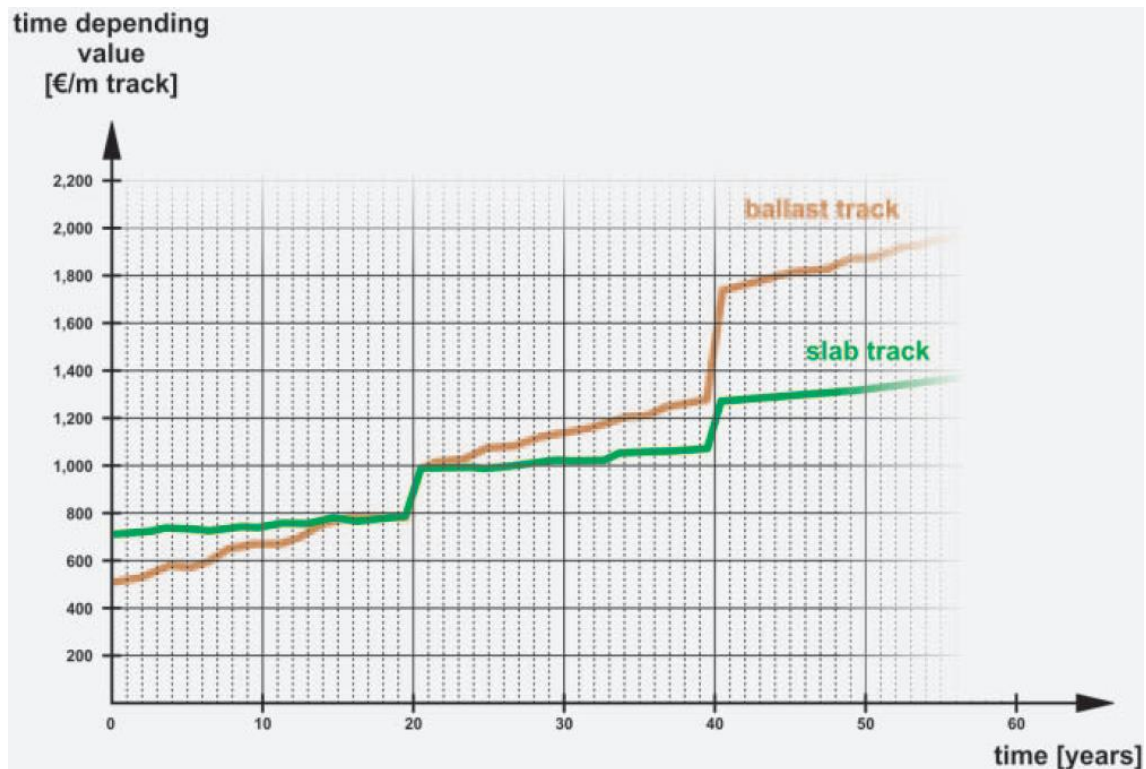


Figura 8.9 - Comparativo dos custos totais da via balastrada com a via em laje de baixa vibração (Schilder, R. and Diederich,D. 2007)

Custo do ciclo de vida

O custo do ciclo de vida, CCV, da via ferroviária é o custo total, que corresponde aos custos de construção e de manutenção, durante o seu período de vida útil (Marques, J. 2013).

Pelo que na construção de novas vias ferroviárias e na renovação das existentes à que considerar todo o período de vida da infraestrutura.

Os construtores Europeus normalmente utilizam as especificações da análise RAMS, sob a norma EN 50126, que regula a manutenção operacional a longo prazo e o ciclo de vida que vai desde a concepção, à construção, aos testes e desactivação da via ferroviária (EN 50126, 2007).

Para as empresas ferroviárias, e as PPP – Parcerias Público Privadas, serem lucrativas as vias ferroviárias devem ser operacionais por um largo período de tempo e para maximizar os proveitos a disponibilidade da via deve ser máxima.

Evolução da via em laje

Inicialmente a via em laje foi utilizada na construção de vias ferroviárias de alta velocidade, constatando-se que a via em laje melhora a estabilidade e a disponibilidade da via, independentemente do tipo de solo (Marques, J. 2013).

Às suas características levaram a que a via em laje fosse instalado nas novas vias ferroviárias balastradas, sem alta velocidade, em particular nas zonas a onde o acesso é mais difícil, tuneis, pontes e viadutos.

Posteriormente, nas grandes obras de renovação das vias balastradas com elevadas cargas de utilização, sem alta velocidade, o balastro passou a ser substituído pela via em laje nas secções com fraca camada de apoio, nos tuneis, pontes e viadutos (Schilder, R. and Diederich, D. 2007).

São vários os tipos de vias em laje, apresentando cada uma delas vantagens específicas. Em que prevalecem as vias pré-fabricadas, as construídas em obra com travessas embebidas e as com suportes individuais dos carris.

Os factores inicialmente considerados, aquando da escolha do tipo de via em laje a utilizar, é a rapidez e a qualidade de construção e não tanto a funcionalidade ou o tipo de estrutura da via em laje.

Os tipos de vias em laje que prevaleceram foram as com boa qualidade de construção e que em utilização conseguiram assegurar baixos custos de manutenção.

Actualmente a selecção do tipo de via em laje considera a rapidez de construção, a qualidade da via, os custos de manutenção, a facilidade de substituição e reparação da via.

Na selecção do tipo de via a construir tem que se considerar a capacidade de carga e de deformação da subestrutura devido ao ajuste vertical da via em laje ser muito limitado.

Nas vias em laje com blocos ou travessas fixadas directamente no betão, estas podem soltar-se ou partirem-se, o que exige uma cuidadosa supervisão dos processos de construção que inclui a colocação dos blocos, cura, pois os posteriores trabalhos de rectificação de erros podem ser extremamente difíceis e dispendiosos.

Em todos os tipos de via em laje, a qualidade de construção deve de ser assegurada por uma elevada qualidade de supervisão, pois a qualidade de construção em qualquer tipo de via em laje é decisiva para assegurar baixos níveis de manutenção.

8.4 Tipos de transporte

8.4.1 Introdução

O transporte é um meio de translação de pessoas ou de bens a partir de um lugar para outro (Neves, M. 2012).

No transporte é necessário uma eficiência das interfaces e ligação das redes aéreas, portuárias, ferroviárias e rodoviárias (Marques, J. 2013).

O transporte comercial moderno está ao serviço de interesses públicos, o qual inclui todos os meios e infra-estruturas implicados nos movimentos das pessoas ou bens e os serviços de recepção, entrega e manipulação dos bens.

A vantagem de utilizar os vários tipos de transporte é a de poder aproveitar a flexibilidade do transporte rodoviário, maior capacidade dos caminhos-de-ferro e o baixo custo do transporte marítimo.

No transporte de mercadorias em 2005 o rodoviário correspondia a 44%, o marítimo a 39%, o ferroviário a 10% e os restantes são residuais (MOPTC, 2009).

No transporte de passageiros, tipo terrestre, o carro é preponderante, seguido dos autocarros, dos caminhos-de-ferro e metro, ver Figura 8.10.

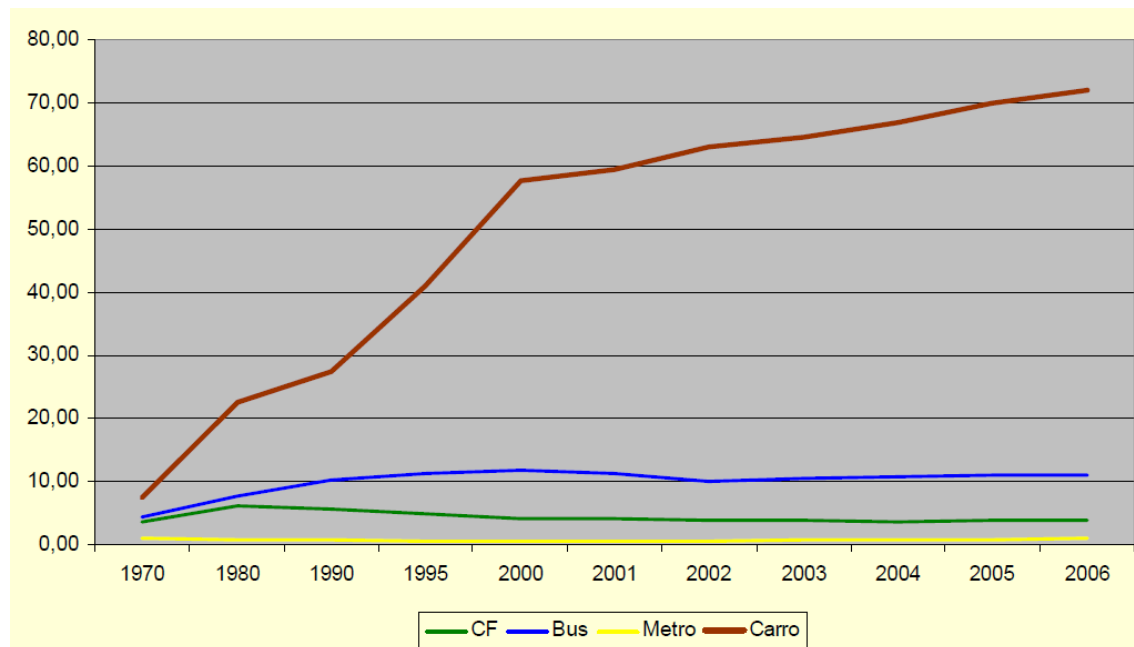


Figura 8.10 - Passageiros transportados, por tipo de transporte, mil milhões de passageiros por km transportados (MOPTC, 2009)

O consumo energético do transporte rodoviário corresponde a 82,2% de todo o consumo do sector de transporte, que é o sector com maior consumo de energia final na União Europeia, ver Figura 8.11.

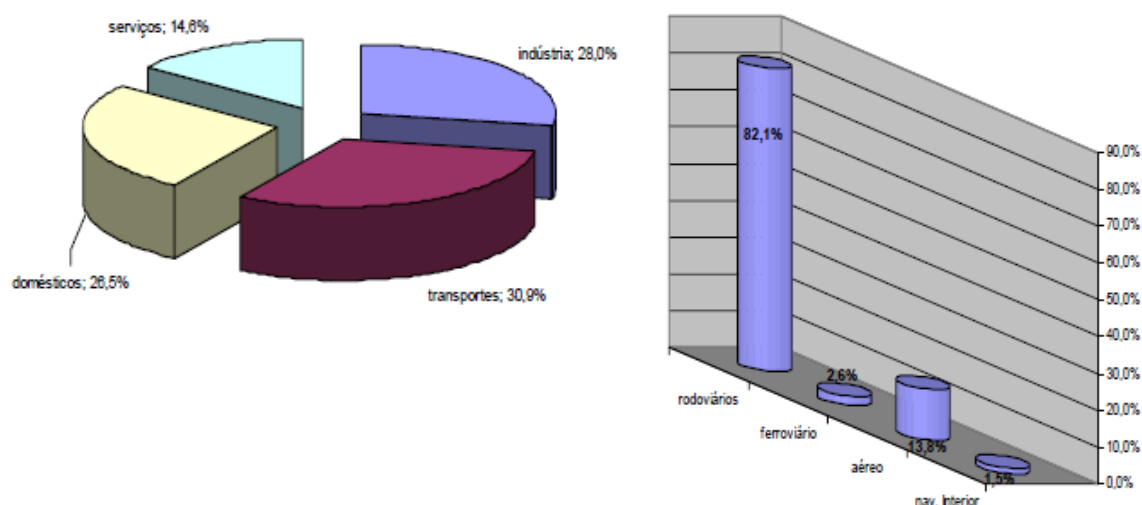


Figura 8.11 - Peso dos transportes em percentagem no consumo de energia final em 2005 na EU a 27 (MOPTC, 2009)

Portugal é vulnerável energeticamente pelo que é conveniente uma boa eficiência energética associada à escolha das energias utilizadas, por forma a reduzir as importações de hidrocarbonetos.

Pela posição geográfica de Portugal, o continente e as regiões Autónomas da Madeira e Açores, encontram-se nas rotas marítimas e aéreas, de passageiros e mercadorias, entre a Europa e os outros continentes. O que poderá viabilizar a criação de uma plataforma giratória de voos europeu nas rotas internacionais de transporte aéreo e de plataformas logísticas (MOPTC, 2009).

Numa plataforma logística concentra-se tudo o que é necessário à eficácia logística, como sejam as infraestruturas de transporte e a onde se podem instalar actividades logísticas de forma a melhorar a competitividade das empresas industriais ou de distribuição

A plataforma logística de Portugal ocupa 736 ha que pode ser expandida até 1.106 ha. A maior plataforma é a do Poceirão com uma área de 600 ha e a segunda e terceiras maiores são as de Castanheira do Ribatejo e a da Maia/Trofa, ver Figura 8.12.



Figura 8.12 - Tipologia das Plataformas Logísticas (Fonte: Portugal Logístico, 2006)

As plataformas com maior procura são as urbanas no litoral Oeste do continente, Poceirão e Maia/Trofa. Nas transfronteiriças a plataforma de Elvas/Caia apresenta uma procura elevada (MOPTC, 2009).

8.4.2 Transporte aéreo

O transporte aéreo é o que vence maiores distâncias em menos tempo, com a vantagem de ser seguro e comodo, tornando-se o meio de transporte preferível de pessoas a médias e longas distâncias (Marques, J. 2013).

Este meio de transporte é dispendioso devido aos elevados investimentos em infraestruturas aeroportuárias, ao controlo de tráfego, à aquisição de aeronaves e respectiva manutenção (Marques, J. 2013).

Em 2006, o aeroporto de Lisboa foi responsável por 50% do tráfego de passageiros, o de Faro por 21%, o de Porto por 14% e o da Madeira por 10%. Nas mercadorias o aeroporto de Lisboa

foi responsável por 87 mil toneladas de carga transportada, o do Porto por 37 mil toneladas, o da Madeira por 7 mil toneladas e o de Ponta Delgada por 7 mil toneladas, ver Figura 8.13.

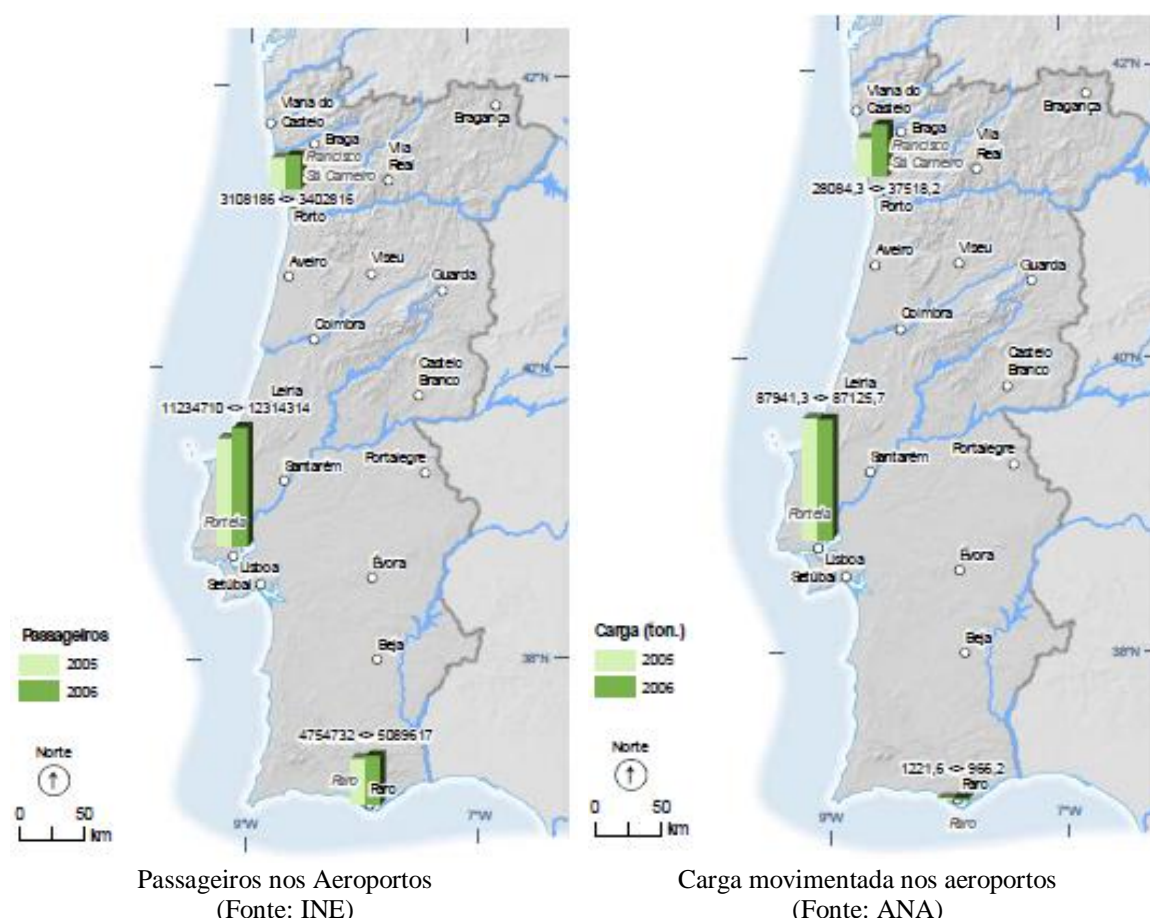


Figura 8.13 - Movimento de aeronaves e passageiros nos aeroportos (MOPTC, 2009)

Uma plataforma giratória de voos é, um aeroporto utilizado por uma companhia aérea, onde os passageiros trocam de aeronave, para o destino pretendido, que não é servido por voo directo.

O Aeroporto de Lisboa exerce a função de plataforma giratória de voos, para o tráfego entre a Europa, o Brasil e os Países Africanos de expressão Portuguesa e a função de plataforma giratória de voos para o tráfego com origem ou destino nas regiões autónomas da Madeira e Açores (MOPTC, 2009).

8.4.3 Transporte rodoviário

Desde 1970, em Portugal, o número de passageiros transportados tem crescido exponencialmente, devido ao crescimento exponencial do transporte individual do carro, com todos os transportes colectivos a seguir uma tendência linear e a perder quota de mercado, ver Figura 8.14.

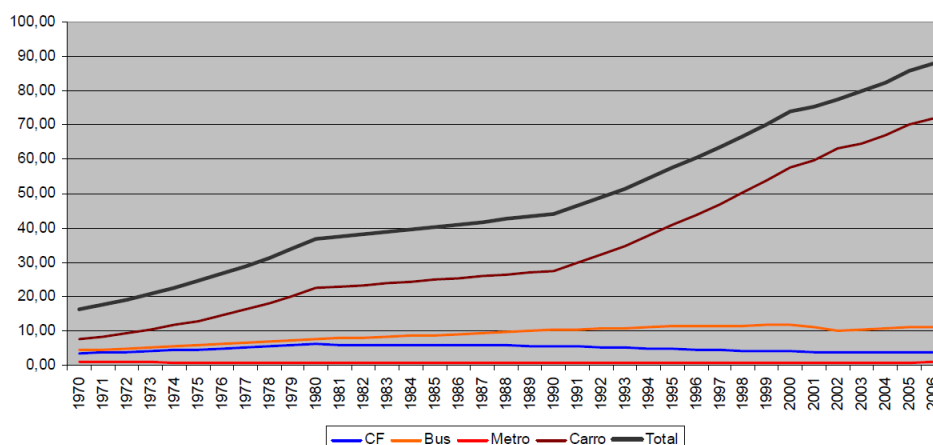


Figura 8.14 - Evolução longa dos passageiros transportados por km, por modo, mil milhões (MOPTC, 2009)

O transporte de mercadorias ferroviárias passa de 2,4% em 1995 para 4,6% em 2006, numa tendência linear e crescente com o modo rodoviário a transportar 95% das mercadorias, ver Figura 8.15.

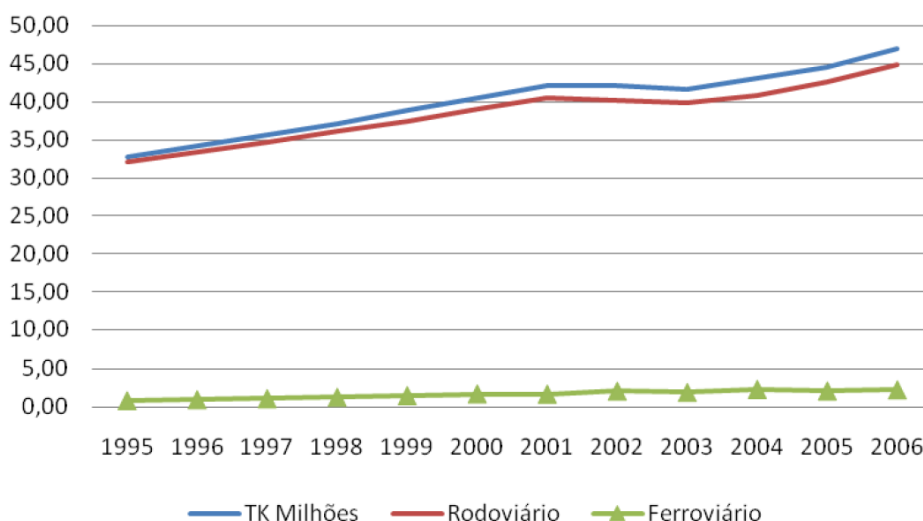


Figura 8.15 - Evolução das toneladas transportadas por km, em modos terrestres (MOPTC, 2009)

Actualmente o transporte rodoviário internacional de mercadorias é mais caro devido ao aumento do preço dos combustíveis, da escassez de motoristas na europa, do aumento dos congestionamentos e da introdução de taxas de utilização das rodovias equiparadas a auto-estradas na Europa.

A Alemanha utiliza um sistema de portagens virtuais, para camiões com mais de 12 toneladas (mauttabelle, 2012).

A França vai utilizar um sistema de portagens por satélite, para camiões com mais de 3,5 toneladas de peso bruto, com detecção da localização exacta e taxadas à hora e distancia.

8.4.4 Transporte por água

O transporte por água pode ser no mar, marítimo, ou por rio, fluvial (Marques, J. 2013).

O hinterland é a área anexa ao porto a onde são recepcionados e expedidos as mercadorias através de uma rede de transportes (Marques, J. 2013).

No transporte por água é necessário portos e para funcionarem bem é essencial um hinterland, que reduza os custos operacionais de transporte, potencialize os ganhos ambientais por criação de uma alternativa de transporte sustentável e reforçar a conectividade externa do território (Neves, M. 2012).

No continente de Portugal existem nove portos comerciais que se dividem em principais e secundários, ver Figura 8.16. Os portos principais são os de Leixões, Aveiro, Lisboa, Setúbal e Sines. Os portos secundários são os de Viana do Castelo, Figueira da Foz, Faro e Portimão (MOPTC, 2009).



Figura 8.16 - Sistema Portuário comercial do Continente (Fonte: SIG do PET, 2007)

“O transporte marítimo e os portos são essenciais para o comércio internacional. Para 90% do comércio externo da União Europeia e mais de 40% do seu comércio interno, o transporte é efectuado por via marítima. A União Europeia, com 40% da frota mundial, é incontestavelmente o líder do sector global. Anualmente, 3,5 mil milhões de toneladas de mercadorias e 350 milhões de passageiros transitam pelos portos marítimos europeus. Cerca de 350.000 pessoas trabalham nos portos e nos serviços conexos, que, no seu conjunto, geram um valor acrescentado de aproximadamente 20 mil milhões de euros. O transporte marítimo é um catalisador para outros sectores, nomeadamente a construção naval e os equipamentos marítimos. Os serviços marítimos conexos, como os seguros, a banca, a intermediação, a classificação e a consultadoria são mais um domínio em que a Europa deveria manter a sua liderança.” (Neves, M. 2012).

O transhipment é o processo em que o contentor entra e sai do porto por via marítima (Marques, J. 2013).

Os portos Portugueses melhoraram muito nos últimos anos mas encontram-se num patamar inferior aos portos Europeus e foram ultrapassados por alguns portos do norte de África, a onde se destaca o de Tânger. Os terminais de Tânger e Algeciras com grandes dimensões e economias de escala impuseram-se no segmento de transhipment (Caldeirinha, V. 2012).

Portugal em termos portuários encontra-se atrás de Espanha e de Marrocos, mas não deve de permitir que esse fosso aumente e, se possível, deverá seguir um caminho que diminua esse fosso até o eliminar.

O conjunto dos portos Portugueses fica aquém do movimento de contentores de qualquer um dos três principais portos Espanhóis.

Os portos Portugueses possuem terminais de pequena dimensão, sem massa crítica para atrair grandes navios que permitam colocar as exportações nos destinos pretendidos, obrigando as empresas Portuguesas exportadoras a suportar custos de transporte por terra ou mar até hubs do sul de Espanha ou do norte da Europa (Caldeirinha, V. 2012).

Portugal está dividido em duas regiões económicas principais com um raio de 50 a 100 km em torno do Porto e de Lisboa, os portos de Leixões e Aveiro servem principalmente o hinterland do norte e os portos de Lisboa, Setúbal e Sines servem o hinterland de Lisboa, com Sines a ganhar preponderância nos ganhos de mercados externos (Caldeirinha, V. 2012).

Portugal encontrasse distante do centro da Europa, mas com uma localização geoestratégica competitiva, podendo que Portugal se transforme num hub na distribuição de cargas e bens entre a Europa e o resto do mundo, em especial o atlântico. Por forma a atrair navios de grandes dimensões em escalas directas intercontinentais e criar massa crítica que proporcione eficiência e competitividade (Caldeirinha, V. 2012).

Os portos devem de possuir bons acessos e amplas áreas logísticas e industriais disponíveis em espaço adjacente, com vista a atraírem investimento estrangeiro e nacional, em busca de ligações próximas baratas para todos os grandes portos do mundo, de forma competitiva, criando emprego. Todas as empresas Portuguesas exportadoras devem beneficiar destas ligações directas e frequentes em grandes navios com fretes baixos, tornando-se mais competitivas. Portos de maiores dimensões, com boas acessibilidades marítimas e ligações terrestres ao hinterland Português e Espanhol, bem como com largas áreas de expansão de terraplenos e zonas francas de actividades logísticas e industriais, que constituem pólos de desenvolvimento. Criar terminais de grandes dimensões, em parceria com operadores e/ou armadores globais e locais, que gerem massa crítica e economias de escala ao nível dos melhores do mundo, em especial Sines (Caldeirinha, V. 2012).

No segundo trimestre de 2012 comparando com o segundo trimestre de 2011 o movimento de mercadorias no porto de Sines cresceu 20,1 %, no de Aveiro 4,8% e no de Lisboa de 1,3%.

8.4.5 Transporte ferroviário

Introdução

A rede ferroviária nacional é, quase, na totalidade uma rede mista, de passageiros e mercadorias, que liga os principais portos de Leixões, Lisboa, Setúbal e Sines e o porto secundário da Figueira da Foz (MOPTC, 2009).

Ao longo da rede ferroviária foram construídos terminais, para a integração logística com a via marítima ou rodoviária.

A intermodalidade necessita de investimentos o que leva a que apenas seja vantajoso para distâncias mínimas de 300 km ou 500 km o que limita o número de pontos intermodais.

8.4.6 Conclusões

Plataformas logísticas

O desenvolvimento de uma rede de plataformas logísticas, que desburocratize e agilize os procedimentos, à entrada e saída dos bens do país ou à sua circulação no território nacional, poderá aumentar o tráfego de cargas portuárias e ferroviárias, o que melhora a produtividade dos operadores logísticos permitindo reduzir os custos logísticos. Esta redução de custos de logística contribuem para uma melhoria da competitividade da indústria e do comércio das empresas Portuguesas. De uma forma global, estimula a economia e cria postos de trabalho, para além de criar condições para atrair e fixar investimento industrial (Marques, J. 2013).

As plataformas logísticas devem integrar de modo eficiente a rede portuária, ferroviária, rodoviária e aeroportuária (Marques, J. 2013).

Vias ferroviárias

A utilização da ferrovia deve de ser potencializada de duas formas. Por outro lado, nas estações a onde se mostrar viável economicamente, com a colocação de gruas para carga e descarga de contentores e pela intermodalidade. Por outro lado, nas outras estações, em que haja procura mas que não seja suficiente para viabilizar a colocação de gruas, pode-se recorrer a intermodalidade de mercadorias. Assim, neste último caso, as empresas deixam os contentores em cima dos semi-reboques e depois a plataforma logística retira o contentor devolvendo o semi-reboque (Marques, J. 2013).

Para além da ligação da via ferroviária às plataformas logísticas, a via ferroviária deverá de potenciar a intermodalidade, no maior número possível de estações ferroviárias, por forma a ser viável economicamente (Marques, J. 2013).

8.5 Os troços em estudo

8.5.1 Introdução

Os estudos determinaram que numa primeira fase existiriam dois troços, um de Lisboa-Porto e outro de Lisboa-Madrid. Considerou-se a hipótese de uma ligação ao novo aeroporto de Lisboa, bem como a norte uma ligação ao actual aeroporto Sá Carneiro.

Há a ideia, por uma parte da sociedade, de que não podemos ficar de fora deste grande projecto, ferroviário europeu.

8.5.2 Linha férrea entre Sines e Madrid

A partir de 2014 enormes porta-contentores vão poder viajar entre a Europa e a Ásia através da ampliação do canal do Panamá. Portugal ao se situar na ponta mais ocidental da Europa vai-se colocar como uma porta natural para receber este novo tráfego marítimo adicional. O porto de Sines, que recebe actualmente cerca de trezentos mil TEU (unidade equivalente a contentores de vinte pés) terá que competir com os portos Espanhóis, alguns dos quais recebem cerca de quatro milhões TEU, enquanto todos os portos Portugueses juntos recebem pouco mais de um milhão.

O porto de Algeciras, no sul de Espanha, tem uma vantagem competitiva muito grande que é de ter carris ferroviários em bitola europeia, e assim distribui os contentores para toda a Europa.

Portugal quer ter um papel importante, na recepção dos contentores da nova era pós-Panamax. Assim, até 2014 os Panamax transportam dez mil TEU, mas a partir de 2014, com o alargamento do canal do Panamá, os pós-Panamax serão gigantes, havendo de catorze e de dezoito mil TEU já em construção. Em Portugal só o porto de Sines tem condições de profundidade para receber os pós-Panamax, ver Figura 8.17.

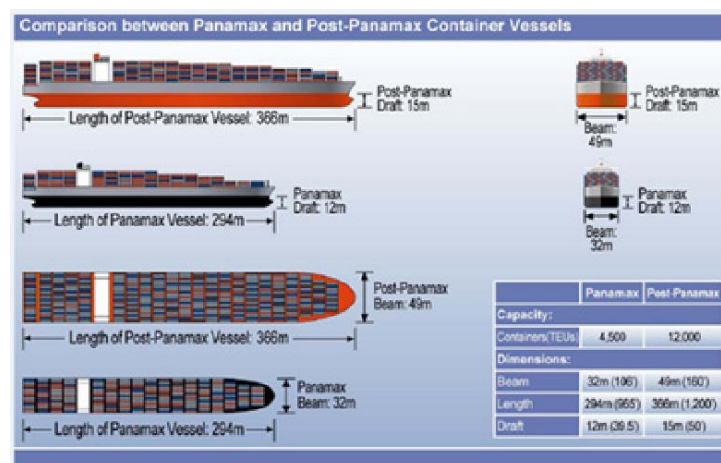


Figura 8.17 - Pós-Panamax (Porto de Sines, 2012)

A construção da linha férrea de alta velocidade entre Sines e Madrid é de máxima importância, se o país, de uma forma séria, quer ser uma porta de entrada de contentores para a Europa, e reclamar a sua centralidade no oceano Atlântico, permitindo o real desenvolvimento da economia do mar e da indústria receptora e transformadora de reenvio para a Europa.

8.6 Implementação da solução estudada

Traçado geométrico

O que se propõem, quando possível como imperativo, é que entre destinos o traçado seja recto, com apenas uma curva ou secessão de curvas na estação de saída e outra curva ou sucessão de curvas na estação de chegada (Marques, J. 2013).

Por forma a reduzir as necessidades de manutenção da via, dos veículos e de manter o mais baixo possível o consumo energético, o declive das vias ferroviárias de passageiros e de mercadorias deve ser limitado ao máximo de 0,8%.

Na via ferroviária em laje de troço recto e declive máximo de 0,8% deve de ser deixado de ambos os lados espaço suficiente para a construção de novas linhas por forma a contemplar o aumento de tráfego, podendo aquando da construção de novas linhas as antigas ficarem para veículos ferroviários de mercadorias.

Modelo estudado a implantar

Via em laje construída em obra com armadura ordinária inferior de aço inox e armadura de pré-esforço transversal e longitudinal, impermeabilizada com tinta reflectora de cor branca.

O apoio do carril é contínuo, o que contribui para minimizar os problemas de ruído e vibração, tornando a via em laje mais flexível.

Deverá de ser utilizada uma pintura impermeabilizante reflectora de cor branca.

Prevenção sísmica

Na construção das linhas ferroviárias de alta velocidade nacionais, o sistema de detecção de sísmos, deve ser implantado desde o início, com o projecto a considerar os locais de instalação dos sismógrafos.

Bitola ibérica e bitola UIC

Opta-se pela via em laje com bitola ibérica e bitola UIC, permitindo o transporte de passageiros e mercadorias simultaneamente em bitola ibérica e UIC, evitando o recurso a veículos ferroviários bi-bitola mais onerosos.

Alimentação eléctrica

Nas vias ferroviárias novas, a construir em bi-bitola, a catenária deve ficar centrada para a bitola UIC de forma a permitir a circulação em alta velocidade e não apresentar inconvenientes significativos para os veículos de bitola ibérica, que circulam a velocidades inferiores.

Custos de construção

Portugal ao optar por via ferroviária em laje sobredimensionada em relação aos veículos ferroviários e à electrificação da via, acaba por incorporar na sua construção e manutenção uma maior componente nacional, bem como a electrificação pode ser toda nacional, ou seja, oitenta por cento do investimento fica em terras lusas e desenvolvemos a tecnologia nacional ao mesmo tempo que se criam empregos e novos clusters da indústria.

Ligação a Espanha

Na linha de alta velocidade de ligação de Portugal a Espanha pode ser utilizada a estação de embarque e de check in do metropolitano no aeroporto de Lisboa, a linha de metropolitano de Lisboa, a ponte sobre o Tejo e a linha existente na margem sul até ao Poceirão após reconversão para bi-bitola ibérica e UIC.

Após o Poceirão será construído o troço em traçado recto de cerca de 150 km, até à fronteira Espanhola, em bi-bitola

Aplicação da solução estudada a um caso prático

O caso prático será a ligação ferroviária entre dois países, Portugal e Espanha (Marques, J. 2013).

Espanha possui duas bitolas diferentes, Ibérica e UIC, para transporte convencional e de alta velocidade, para mercadorias e passageiros.

Portugal apenas possui bitola Ibérica, para transporte convencional, para mercadorias e passageiros.

Portugal pretende fazer a ligação a Espanha, à bitola UIC, para transporte convencional e de alta velocidade, para mercadorias e passageiros.

A solução apresentada contempla a construção de uma linha ferroviária por Portugal que permita ligar a todas as linhas ferroviárias Espanholas, ou seja ligar, a duas bitolas diferentes, ibérica e UIC, para o transporte convencional e de alta velocidade, para mercadorias e passageiros (Marques, J. 2013).

Para isso optou-se pelo traçado recto, o que vai permitir, com um traçado único, o transporte convencional de mercadorias e passageiro, e o de alta velocidade de mercadorias e passageiro, ver Figura 8.10.

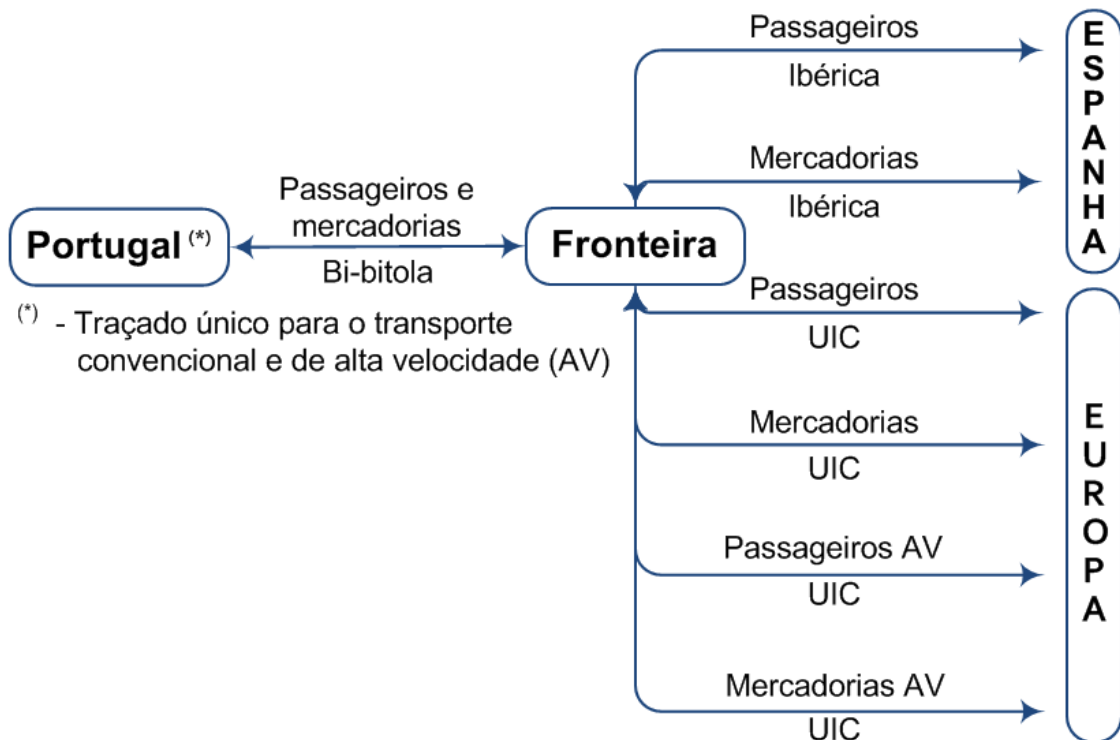


Figura 8.18 - Traçado único bi-bitola para o transporte convencional e alta velocidade (Marques, J. 2013)

Portugal ao construir a via ferroviária, em bi-bitola, deve centrar a catenária para a bitola UIC de forma a permitir a circulação em alta velocidade e não apresentar inconvenientes significativos para os veículos de bitola ibérica, que circulam a velocidades inferiores (Marques, J. 2013).

8.7 Considerações finais

As vias balastradas têm uma vida útil de trinta a trinta e cinco anos (dependendo da intensidade de uso) enquanto as não-balastradas em laje têm uma vida útil de sessenta anos (mas actualmente já existem estudos que apontam para períodos superiores).

O grande inconveniente é que a sua construção inicial têm um custo muito mais elevado, mas que rapidamente é recuperável, devido ao baixíssimo custo de manutenção. Este tipo de decisão de compromisso, da execução em via não-balastrada em laje, é uma inovação que normalmente faz parte das linhas directivas do Governo, como um dos objectivos, requisitos e parâmetros a observar.

É este o requisito que faz toda a diferença, para que o país tenha, no futuro, uma obra, via de caminho-de-ferro, auto-sustentável. Nas vias balastradas as receitas podem não chegar para os custos operacionais porque são constantemente desequilibradas com os elevados custos de manutenção.

O melhor exemplo é o Japão onde predominam as vias ferroviárias em laje, de forma a não permitir que haja níveis de manutenção elevados e por consequência o Japão é um exemplo na rentabilidade neste género de transporte.

9 Conclusões e desenvolvimentos futuros

9.1 Síntese da dissertação e conclusões gerais

A via balastrada é a mais utilizada na Europa para as linhas de alta velocidade, por ser uma tecnologia madura, de eficácia comprovada e com custos de construção relativamente menos dispendiosos que os das estruturas alternativas. No entanto, para velocidades superiores a 300 km/h os custos de manutenção das vias balastradas sobem exponencialmente e acima dos 320 km/h os custos de manutenção são excessivos. Actualmente existem linhas preparadas para velocidades de circulação de 350 km/h, em que os veículos ferroviários estão limitados a circular a 320 km/h por os custos de manutenção serem incontroláveis.

A via não balastrada, assegura uma maior estabilidade à via, permitindo uma maior segurança para a circulação de veículos a velocidades cada vez mais elevadas. Das várias alternativas de via não balastrada a que mais se tem vindo a destacar, ou mesmo a impor, é a via em laje. Comparativamente, a via em laje construída em obra apresenta um custo de construção inferior às soluções pré-fabricadas. Esta solução de via, para além de apresentar uma melhoria na qualidade da laje, consegue uma grande adaptabilidade a terraplanagens com solos de diferentes qualidades, a túneis e a pontes ou extensos viadutos, ou seja, obtém-se uma via homogênea. São vias que mesmo com a circulação de um elevado volume de tráfego, mantêm um bom comportamento, não necessitando de grandes trabalhos de conservação, a não ser as operações de esmerilagem dos carris.

Por outro lado, do histórico da evolução das infraestruturas ferroviárias, constata-se que a melhor solução é sobredimensionar a via ferroviária em relação ao material circulante e à electrificação, preparando assim a infraestrutura para futuros desenvolvimentos tecnológicos. Ao se construir uma via em laje mais duradora e preparada para velocidades acima das praticadas actualmente, pode-se retirar o maior proveito do material circulante e da electrificação. Salienta-se que nesse caso, quando for necessário aumentar a velocidade de circulação, apenas se fica a depender de novos veículos ferroviários e/ou de uma melhoria na electrificação (Marques, J. 2013).

Assim, o trabalho desenvolvido nesta dissertação visa contribuir para o conhecimento do comportamento da via em laje construída em obra. Nesse âmbito, foram desenvolvidas e analisadas cinco soluções de via em laje, nomeadamente:

- via em laje com armadura ordinária na linha neutra e bi bloco embebidos;
- via em laje com armadura ordinária inferior;
- via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal;
- via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço longitudinal e
- via em laje com armadura ordinária inferior e pré-esforço transversal e longitudinal

Em primeiro lugar, as cinco soluções de via foram modeladas numericamente, sendo analisada a resposta dessas para várias cargas e velocidades de circulação, como também para diversas condições da camada de apoio e a eventual ausência dessa.

Assim, foram realizadas análises estáticas e dinâmicas nos modelos numéricos, para cargas diferentes, nomeadamente:

- análise modal;
- análise sísmica;
- acção do peso próprio;
- análise estática para o veículo Alfa, com as cargas estáticas colocadas em várias posições, para cargas de comboio diferentes;
- análise de cargas em movimento dos veículos tipo UIC de 250 kN/eixo, UIC de 340 kN/eixo e Alfa de 340 kN/eixo;
- análise linear estática de múltiplos passos, em que foi definida a velocidade, dos veículos tipo UIC de 250 kN/eixo, UIC de 340 kN/eixo e Alfa de 340 kN/eixo, considerando a velocidade dos veículos ferroviários entre os 50 e os 1.050 km/h, com incrementos de 100 km/h e
- análise dinâmica dos veículos tipo UIC de 250 kN/eixo, UIC de 340 kN/eixo e Alfa de 340 kN/eixo, considerando a velocidade dos veículos ferroviários entre os 50 e os 1.050 km/h, com incrementos de 100 km/h.

A seguir, foi realizada uma análise integrada da solução de via em laje construída em obra, estudando aspectos a ser considerados na implementação dessa solução, desde particularidades do traçado de via para muito altas velocidades, procedimentos para a reparação localizada da via, factores que podem contribuir para o aumento da vida útil, aspectos relativos a bitola e a interoperabilidade, até sistemas alternativos de alimentação eléctrica e medidas de segurança aplicar em caso de sismos.

As principais conclusões alcançadas apresentam-se resumidamente de seguida.

Modelos estudados

Das soluções de vias em laje estudadas, constatou-se que todas elas apresentam um melhor comportamento que a via balastrada e, entre elas, a que dá mais garantias, é a laje pré-esforçada transversalmente e longitudinalmente. O estudo foi feito considerando o pré-esforço longitudinal na linha neutra o que não é possível de executar em obra. A sua realização implica uma excentricidade mínima do pré-esforço de 25 mm, o que significa uma possível melhoria no comportamento da laje ferroviária nessa situação.

O deslocamento máximo obtido, para veículos ferroviários com 340 kN/eixo e camada de apoio de 12 GPa foi inferiores a 0,1 mm, e para as camadas de apoio mais fracas a 500 km/h foi de 0,252 mm, o que é menor que o das vias balastradas Portuguesas de boa qualidade com veículos de passageiros de 133 kN/eixo a 200 km/h e os de mercadorias de 213 kN/eixo.

Do estudado, conclui-se que na via em laje uma falha de apoios não é problema, e, permite que seja recuperada sem interdições de circulação, mesmo que os veículos ferroviários, por questões de segurança, tenham de baixar a velocidade. Pois para uma velocidade de 500 km/h, e na ausência de apoios num vão de 15,30 m o deslocamento vertical máximo é de -0,246 mm. Por outro lado, na via balastrada, se suceder uma deficiência na via, geralmente a circulação dos comboios é completamente interdita.

Traçado geométrico

Uma das maiores condicionantes das vias ferroviárias é o traçado geométrico, a curva, com limitações ao nível da velocidade e dos tipos de veículos em circulação.

O raio da curva em planta limita a velocidade mínima e máxima de circulação, em que para velocidades mais altas são necessários raios maiores, o que consequentemente aumenta as velocidades mínimas de circulação. Este aumento das velocidades mínimas é de tal forma que os veículos de mercadorias não conseguem atingir essas velocidades ou quando o conseguem se torna economicamente inviável por encarecer muito o custo de transporte pois o consumo de energia e o desgaste dos vagões a uma velocidade superior a 80 km/h representam um aumento exponencial dos custos (Marques, J. 2013).

O traçado recto permite a circulação de veículos ferroviários, que ainda não existam, mas que venham a ser desenvolvidos (Marques, J. 2013).

Durabilidade da via ferroviária

Relativamente a durabilidades da via-férrea em geral, a fundação e o leito de via são dimensionados para um período estimado de 100 anos, a via balastrada para um período de 30 anos e a via em laje para 60 anos.

A melhoria da durabilidade da via em laje pode ser realizada através de algumas medidas como a utilização de agregado basáltico que permite a melhoria do módulo de elasticidade do betão.

Deve-se evitar as possíveis ocorrências de reacções expansivas de origem interna, a reacção álcalis-agregado e a reacção sulfática interna.

Para minimizar o desenvolvimento das reacções expansivas de origem interna e a corrosão deverá se utilizada pinturas impermeabilizantes da cor mais reflectora, a cor branca, por forma a reduzir a temperatura máxima.

O recurso a pinturas impermeabilizantes e a inibidores poderá prolongar o período estimado para 100 anos, mas a utilização de armaduras de aço inox, com tempos de vida superiores a 120 anos e armaduras de pré-esforço é que nos garante o aumento da durabilidade das vias ferroviárias em laje, dos 60 anos para os 100 anos ou mesmo para os 120 anos.

Bitola ibérica e bitola UIC

Relativamente à bitola e possível interoperabilidade, as vias ferroviárias que existem em Portugal são de bitola ibérica que pode ser transformada em bi-bitola, ibérica e bitola UIC.

Neste contexto, a opção da via em laje estudada neste trabalho, de 2,87 m de largura, contempla perfeitamente a bi-bitola, sem limitações de carga e com baixos custos de manutenção.

Assim, a construção de uma via em bitola ibérica e UIC para alta velocidade e para mercadorias em Portugal de ligação a Espanha permite a continuidade de todos os tipos veículos ferroviários em Espanha.

Alimentação eléctrica em vias bitola ibérica e bitola UIC

A alimentação eléctrica nas vias ferroviárias de bitola ibérica transformadas em bitola ibérica e bitola UIC, a catenária fica ligeiramente descentrada para os veículos ferroviários de bitola UIC, o que limita altas velocidades de circulação dos veículos em bitola UIC.

As novas vias ferroviárias construídas de raiz em bitola ibérica e bitola UIC, a catenária fica centrada para os veículos ferroviários de bitola UIC, e pressupondo que os veículos de bitola ibérica não circulam a altas velocidades não apresenta significativos inconvenientes.

Alimentação eléctrica dos veículos ferroviários

As locomotivas devem ser equipadas com sistemas de conversão que admitem ambas as electrificações.

As locomotivas também podem ser equipadas com contactos deslizantes do terceiro carril.

Custos de construção da via em laje

Relativamente aos custos, os caminhos-de-ferro Japoneses, consideraram a via em laje pré-fabricada cerca de 30% mais dispendiosa que a via balastrada.

Para a Britpave, The British In Situ Concrete Paving Association, os custos de construção da via ferroviária são apenas superiores em 10% à via em balastrado.

A geometria regular da laje também permite baixar o custo de construção com a mecanização do processo de construção da via em laje.

Se por um lado temos um aumento do custo de construção com recurso a materiais mais dispendiosos do outro há uma tentativa de melhorar o processo construtivo e uma redução, ainda maior, dos custos de manutenção.

Custo de manutenção da via em laje

Os caminhos-de-ferro Japoneses, concluíram que os custos de manutenção da via em laje pré-fabricada se reduzem em 75%.

Ao se optar por uma geometria regular da laje, permite o apoio contínuo do carril, e utilização de palmilha em toda a extensão do carril, o que reduz a necessidade de manutenção do carril e aumenta a sua durabilidade. A estrutura fica mais flexível, reduzindo os custos de manutenção do material circulante e poderá permitir uma maior reconversão da energia cinética em energia eléctrica devido a aproveitar uma maior superfície de contacto da roda carril.

Custo do ciclo de vida

Relativamente ao custo do ciclo de vida, os caminhos-de-ferro Japoneses, consideraram que o ponto crítico ocorre ao nono ano, a partir do qual é favorável à via em laje pré-fabricada.

Para a Britpave, The British In Situ Concrete Paving Association, o ponto crítico ocorre dentro do oitavo ano, a partir do qual é favorável à via em laje construída em obra.

Considerações finais

O objectivo inicial era de abrir um novo campo de investigação em Portugal, na área de vias ferroviárias em laje.

Pelo exposto a dissertação atingiu e ultrapassou os objectivos iniciais e acabou por se propor abordar novos objectivos que também foram atingidos e ultrapassados.

9.2 Desenvolvimentos futuros

Deverá de ser realizado, na universidade Nova de Lisboa, o modelo físico das soluções de via em laje apresentadas, por esta possuir o equipamento necessário à sua prossecução e tomar a liderança nível nacional nesta matéria. A faculdade adquiriu recentemente um equipamento com o único intuito do estudo da via ferroviária balastrada, o qual é possível de ser utilizado para análise de modelos físicos de vias ferroviárias em laje de betão armado.

Abrir o campo de estudo da fadiga resultante das cargas cíclicas dinâmicas, às elevadas velocidades de transporte.

Investigar e experimentar futuras formas de reparação numa secção de via em laje, considerando o pouco tempo para efectuar a reparação, o recurso a novas tecnologias, materiais e equipamentos.

Investigar novos materiais de reparação, com capacidade de resistir a um repetitivo abrir e fechar das fissuras, provocados pela circulação dos veículos ferroviários por forma a prevenir a evolução da fenda.

Construção de um troço experimental que receba tráfego ferroviário à velocidade de 200 km/h e de veículos de mercadorias muito pesados, por forma a monitorização o comportamento da via e das camadas resistentes. Estudar o desempenho do troço experimental e se for necessário desenvolver outras aplicações que permitam a mecanização do processo produtivo.

Fundação e leito de ou coroamento

Actualmente o dimensionamento da fundação e do leito de via ou coroamento é feito para um período de 100 anos. Deverá ser estudada a influência impermeabilizante da via em laje e estudado o dimensionamento dos mesmos para um período de 120 anos.

Traçado geométrico

Estudar a vantagem económica em implementar um declive mais reduzido, que favorece a redução do consumo energético da circulação de veículos de mercadorias.

Desenvolvimento de uma nova norma que contemple velocidades superiores às da NP ENV 13803-1, 2007, pois desde 2009 já há linhas comerciais com os veículos ferroviários a atingir os 394,2 km/h. A norma deve ser construída de forma a ser facilmente perceptível qual a velocidade mínima e máxima para cada raio.

Estudar os ganhos de um traçado recto ao nível do conforto dos passageiros, no aumento da utilização da via ferroviária, nos custos energéticos, na manutenção da via ferroviária e dos veículos ferroviários.

Bitola ibérica e bitola UIC

Estudar os possíveis constrangimentos da bitola ibérica e bitola UIC de forma a os minimizar ou mesmo eliminar.

A nível governamental

A via ferroviária de Lisboa para Madrid, a passar por Badajoz, é uma via de engenharia mais simples e menos custosa que a norte do rio Tejo. Pelo que é uma boa opção para iniciar o desenvolvimento desta tecnologia em Portugal.

Portugal não possui conhecimentos científicos de vias ferroviárias em laje, pelo que se deverá de criar uma secção de investigação nesta área.

Referências bibliográficas

Agência para o Investimento e Comércio Externo de Portugal (AICEP) (2012) “Contas Nacionais 2011”.

Agência para o Investimento e Comércio Externo de Portugal (AICEP) – vários relatórios, análises e guia prático: Apoios financeiros à internacionalização.

Alstom. <http://www.alstom.com>. Site consultado em Agosto de 2012. Site consultado em Setembro de 2012

Ando, K., Sunaga, M., Aoki, H. and Haga, O. - “Development of Slab Tracks for Hokuriku Shinkansen Line”, Quaternary Report of Railway Technical Research Institute, vol. 42, nº. 1, ISSN 1880-1765 / 0033-9008, Tóquio, 2001.

Asanuma, K. - “Ladder Track Structure and Performance, Railway Technology Avalanche”, n.º 6, Railway Technical Research Institute, Tóquio, Setembro de 2004.

Atp. Associação dos Trefiladores de Portugal, painel de relaxação, 2012.

Bachmann, H. - “Modern Track Technologies, State-of-the-Art”, The European Railway Review Conference, Manchester, 16 de Setembro de 2003.

BAMFORTH, P. B., PRICE, W. F. and FLEISCHER, C. C. – “The late-life, insitu properties of concrete in nuclear power station structures”. *Nuclear Energy*, Vol. 36, No. 2, Apr., pp. 149–160, 1997.

Banco de Portugal. Relatório do Conselho de Administração, Lisboa: Banco de Portugal, vários anos.

Bertolini, L., et al. - “Repassivation of steel in carbonated concrete induced by cathodic protection”. *Materials and Corrosion*, 2003.

Bertolini, Luca, et al. - “Corrosion of Steel in Concrete”. Weinheim: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co HGA, 2004.

Bloch, M. - “Introdução à História”. Marc Bloch. Europa-América. 1965.

Brenschede, M. - “Parameter Studies on the Dynamic Behaviour of Slab Track Systems”. Ph.D. thesis, Technische Universität München, 2000.

Britpave. “Concrete Slab Track: Engineered for a lifetime - the permanent way”. Britpave - The British In Situ Concrete Paving Association. Setembro de 2011.

Büchler, M. – “Corrosion Inhibitors for Reinforced Concrete”. Cambridge, Woodhead Publishing, Limited, 2005.

Caf. <http://www.caf.es>. Site consultado em 2012.

Caldeirinha, V. - “Competitividade e criação de emprego. O que podem fazer os portos?” Vitor Caldeirinha. Transportes em revista. Número 115. Setembro e Outubro de 2012.

Carrington, D. <http://www.guardian.co.uk/environment/2011/jun/06/tunnel-solar-belgium-rail>. Site consultado em Setembro de 2012.

CCIP. - A cement and concrete industry publication - Properties of Concrete for use in Eurocode 2 – “How to optimise the engineering properties of concrete in design to Eurocode 2”, 2008

Correio do Minho. <http://www.correiodominho.com>.

CP. From <http://www.cp.pt>. Site consultado em Agosto de 2012.

David N. Bilow, P.E., S.E., Scott J. Paradise, P.E. – “Inspection, Maintenance, and Repair of PaCT”. Canadian Pacific Rogers Pass Tunnels, British Columbia, Canada, 2008.

Directiva 2001/16/CE, 2001. “Directiva relativa à interoperabilidade do sistema ferroviário transeuropeu convencional”, 19 de Março de 2001.

Domingos. From http://domingos.home.sapo.pt/estruterra_2.html. Site consultado em Agosto de 2012

E461-2007 do LNEC. - “ Betões – Metodologias para prevenir reacções expansivas internas.”, 2007.

EcoCompareur. From www.EcoCompareurvoyages.sncf.com. Site consultado em Setembro de 2012

Edia. From <http://www.edia.pt/edia/index.php/o-emprego>. Site consultado em Março de 2013.

EFPP. <http://minasstrains.blogspot.pt/2012/05/bitolas-ferroviarias-no-brasil-intro.html>. Site consultado em Setembro de 2012

Elsener, B. – “Corrosion Inhibitors for Steel in Concrete - State of the Art Report”, EFC 35, Woodhead Publishing, 2001.

EN 10080. - “Steel for the reinforcement of concrete” – Weldable reinforcing steel – General. The European Standard EN 10080:2005 has the status of a British Standard.

EN 1991-2. Eurocode 1. “Actions on structures” – Part 2: Traffic loads on bridges. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.

EN 1992-1-1. Eurocode 2. “Design of concrete structures” - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.

EN 50126. “Railway applications – The specification and demonstration of Reliability, Availability, Maintainability and Safety (RAMS)”, 2007.

Escolano Paul, J. - “La “vía en placa” en la DB AG”, Revista de Obras Públicas n.º 3382, ISSN 0034-8619, 1998.

Esveld, C. – “Modern Railway Track” (2nd ed.). MRT-Productions, 2001.

Esveld, C. – “Developments in high-speed track design”, IABSE Symposium Antwerp 2003, Structures for High-Speed Railway Transportation, The International Association for Bridge and Structural Engineering, Antuérpia, 23 a 29 de Agosto de 2003.

ETI. "Decisão da Comissão de 20 de Dezembro de 2007 Relativa à Especificação Técnica Interoperabilidade para o Subsistema "Infra-estrutura" do Sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade - 2008/217/CE". Jornal Oficial das Comunidades Europeias L 245 de 12 de Setembro de 2002.

Eurostar. <http://www.eurostar.com>. Site consultado em Agosto de 2012.

Fcsseratostenes. <http://fcsseratostenes.blogspot.pt/2012/04/congresso-da-adfersit-em-29-e-30-de.html>. Site consultado em Setembro de 2012

Fernandes, M. I. G., - “Caracterização petrográfica, química e física de agregados graníticos em betões. Estudo de casos de obra”, Tese de Doutoramento em Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto, 2005

FIB. "Precast Concrete Railway Track Systems". Bulletin 37, FIB, September 2006.

Fontul, S. - “Structural Evaluation of Flexible Pavements using Non-Destructive Tests“. Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor pela Universidade de Coimbra, Lisboa, 2004

Fontul, S., Govind K., De Chiara, F. e Fortunato, E. - "FWD application to railway track-bed layers characterization". CETRA 2012, 2nd International conference on Road and Rail Infrasutruture. Dubrovnik, Croacia, 7 a 9 de maio de 2012.

Fontul, S. - “Infraestruturas ferroviárias e portuárias”, Simona Fontul, material académico de apoio à disciplina. FCT, UNL, 2012.

Fortunato, E. - “Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à capacidade de Carga”. Ph.D. thesis, Universidade do Porto, 2005.

Fröhling, R. D. - “Deterioration of Railway Track due to Dynamic Vehicle Loading and Spatially varying Track Stifness”. Ph.D. thesis, University of Pretoria, 1997.

Freyssibar. From [www. Freyssibar.com](http://www.Freyssibar.com). Site consultado em Setembro de 2012.

Gil, A. F., & Fernández, M. - “Track performance on new high speed lines in spain”. Workshop Track for high-speed railways, FEUP. Porto, 2006.

Google maps. <http://maps.google.com>. Site consultado em Agosto de 2012.

How Subways Work. <http://science.howstuffworks.com/subway3.htm>. Site consultado em Agosto de 2012.

Hurley, Michael F. - "Corrosion initiation and propagation behavior of corrosion resistant concrete reinforcing materials". University of Virginia, 2007.

IDE, J. M. - "Comparison of statically and dynamically determined Young's modulus of rocks". Proceedings of the National Academy of Sciences, Vol. 22, No. 2, Feb., pp. 81-92, 1936.

INE - Instituto Nacional de Estatística, Contas Nacionais, 2012.

INE (vários anos) Estatísticas do Comércio Externo, Lisboa: Instituto Nacional de Estatística.

Innowattech. From: <http://www.innowattech.co.il/slnRailways.aspx>. Site consultado em Setembro de 2012.

IPAD – Instituto Português de Apoio ao desenvolvimento, IP "Cooperação Portuguesa: Uma leitura dos últimos quinze anos de cooperação para o desenvolvimento", 2012.

IRJ. Intyernational Rail Journal [http://www.railjournal.com/index.php/financial/china-to-invest-\\$us-9225bn-in-rail-in-2013.html?channel=542](http://www.railjournal.com/index.php/financial/china-to-invest-$us-9225bn-in-rail-in-2013.html?channel=542). Site consultado em Janeiro de 2013.

IT.GEO.001.00. "Fornecimento de balastro e gravilha", REFER, 2003.

JR. "40 Years Experiences of the Slab Track on Japanese High Speed Lines". Railway Technical Research Institute, Japan. Hideyuki Takai. Janeiro de 2007.

JRTR. Japan Railway & Transport Review, April 1997. From <http://www.jrtr.net>. Site consultado em Setembro de 2012.

Keynes, J. - "Teoria geral do emprego, do juro e da moeda (General theory of employment, interest and money)". John Maynard Keynesd. Tradutor: CRUZ, Mário Ribeiro da. São Paulo: Editora Atlas, 1992.

Kenessey, Z. - "The primary, secondary, tertiary and quaternary sectors of the economy, por Zoltan Kenessey." U.S. Federal Reserve Board. Março de 2005.

Lechner, B. - "Ballastless Tracks on Asphalt Pavements - Design and Experiences in Germany", 7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, BCRA'05, Trondheim, 27 a 29 de Julho de 2005.

Lei, X., & Mao, L. - "Dynamic response analyses of vehicle and track coupled system on track transition of conventional high speed railway". Journal of Sound and Vibration, vol. 275, 2004.

Leykauf, G., Lechner, B. and Stahl, W. - "Optimisation of track for High-Speed, Track of High-Speed Railways", Workshop, FEUP, ISBN 972-752-087-1, Porto, 12 a 13 de Outubro de 2006a.

Leykauf, G., Lechner, B. and Stahl, W. - "Trends in the use of slab track/ballastless tracks", Railway Technical Review, Specials, Slab Track, Eurailpress, ISBN 978-3-7771-0354-9, Hamburgo, Setembro de 2006b.

- LUX. From http://www.boris-lux.de/04_types/41_tr/. Site consultado em Setembro de 2012.
- Maglev. From <http://www.maglev.de/>. Site consultado em Fevereiro de 2012.
- Marques, J. - “Railway Slab Track”, 2013.
- Matsumoto. “Shinkansen (Bullet Train) System in Japan”, 19 de Abril de 2007.
- Mauttabelle. www.mauttabelle.com. Site consultado em Setembro de 2012.
- Max Bögl. FF Bögl, Brochura, Max Bögl, Sengenthal, 2008.
- MOPTC. - “Plano estratégico de transporte 2008-2020”, Ministério das obras públicas, transportes e comunicações. Maio de 2009.
- MRS. From http://www.mrs.com.br/aempresa/historia_da_ferrovia.php. Site consultado em Fevereiro de 2012.
- Neves, M. - “Infraestruturas ferroviárias e portuárias” Maria da Graça Neves, material académico de apoio à disciplina. FCT, UNL, 2012.
- NP EN 134581-2. "Aplicações Ferroviárias. Via - Requisitos de desempenho para sistemas de fixação. Parte 2: sistemas de fixação para travessas de betão". EN13481, Instituto Português da Qualidade, 2009.
- NP ENV 13803-1. “Aplicações ferroviárias. Parâmetros de projecto de traçado de via – Bitolas de via de 1435 mm e de valor superior.” ENV134581, Instituto Português da Qualidade, 2007.
- Nürnberg. – “Ulf - Stainless Steel in Concrete Structures”. Woodhead Publishing, 2005.
- Nytimes. <http://www.nytimes.com/2011/12/30/opinion/keynes-was-right.html>. Site consultado em Setembro de 2012.
- O'Brian, J., & Rizos, D.C. - "A 3D BEM-FEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 25, 2005.
- Observatório Sismológico. From <http://www.obsis.unb.br/>. Site consultado em Agosto de 2012
- Paixão & Fortunato. - “Novas soluções de super estrutura de via para a alta velocidade ferroviária”, Lisboa, LNEC, 2009.
- Pandrol. <http://www.pandrol.com/index.php?products/>. Site consultado em 3 de Setembro de 2012.
- Penny, C. - “In search of the ideal trackform”, Rail-Tech Europe, , Utrecht, 01 a 03 de Abril de 2003.
- Pfleiderer. - “RHEDA 2000® The ballastless track system for high-speed rail traffic”, Brochura, Pfleiderer Aktiengesellschaft, Neumarkt, 2003.

Pisa. University of Pisa, <http://www.railfaneurope.net>, Italy, 2011. Site consultado em Setembro de 2012

Popp, K., Kruse, H., & Kaiser, I. - "Vehicle-track dynamics in the mid-frequency range". Vehicle System Dynamics, vol. 31, n.os 5 e 6 June 1999.

Porto de Sines. www.portodesines.pt. Site consultado em Setembro de 2012

Rail.One. - "RHEDA 2000® The ballastless track with concrete supporting layer", Brochura, RAIL.ONE GmbH Pfleiderer track systems, Neumarkt, 2006.

Rail.One. - "GETRAC® The ballastless track system on asphalt", Brochura, RAIL.ONE GmbH Pfleiderer track systems, Neumarkt, 2007a.

Rail.One. - "References, railways and urban traffic", Agosto de 2007, RAIL.ONE GmbH Pfleiderer track systems, Neumarkt, 2007b.

Railway technical. - "Electric Traction Power Supplies". <http://www.railway-technical.com>. Site consultado em Agosto de 2012.

Raupach, M., Röbler, G. – "Surface Treatments and Coatings for Corrosion Protection". Woodhead Publishing, Limited, 2005.

Reis, M. Olinda e Silva, Henriques S. e Silva, A. Santos. – "Ocorrência de reacções álcalis-inertes em Portugal: estudos de casos". Lisboa, LNEC, 1999.

Ricardo, D. – "Princípios de Economia Política e de Tributação". David Ricardo. Lisboa: Fundação C. Gulbenkian, 1983.

Riessberger, K. - "Ballasted Track for High Speeds, Track for High-Speed Railways", Porto, ISBN 972-752-087-1, 12 e 13 de Outubro de 2006.

RTRI. Railway Technical Research Institute, <http://www.rtri.or.jp/> Site consultado em Março de 2012.

Ruigómez, J. – "La consideración de los fenómenos dinámicos en el proyecto de puentes ferroviarios" Grupo de Mecánica Computacional, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, <http://w3.mecanica.upm.es>. Site consultado em Agosto de 2012.

Salta, M. "Prevenção da corrosão no betão armado", Seminário de materiais em ambiente marítimo, Outubro de 2007.

Schilder, R. and Diederich, D. - "Installation Quality of Slab Track – A Decisive Factor for Maintenance", RTR - Railway Technical Review, ISBN 978-3-7771-0367-9, publicado em Julho de 2007.

Selig, E. T., Waters, J. M. - "Track geotechnology and substructure management", Thomas Telford Publications, London, 1994.

Smith, A. - “Riqueza das Nações”. Adam Smith. Lisboa: Ed. Fundação Calouste Gulbenkian, 2 vols. 1981 e 1983.

SMTDC. From <http://www.smtdc.com/en/>. Site consultado em Fevereiro de 2012.

Sonneville. From www.sonneville.com. Site consultado em Abril de 2013.

Sousa-Coutinho, Joana. - “Melhoria da durabilidade do betão por tratamento da cofragem”. FEUP, 1998.

Sousa-Coutinho, Joana. - “Cofragem de permeabilidade controlada –Minimizar os efeitos da degradação do betão.” Revista Nº 15 de Engenharia e vida de Julho e Agosto de 2005.

Spainbusiness. - “Transporte ferroviário na Espanha”. www.spainbusiness.com. Site consultado em Agosto de 2012.

Tabelaperiodicacompleta. <http://www.tabelaperiodicacompleta.com/>. Site consultado em 3 de Setembro de 2012.

UIC 719R. – “Earthworks and Track Bed for Railway Lines”. UIC, 2008.

Wessel , D. – “Confiam no FED- Ben Bernanke no centro nevrálgico da crise financeira mundial.” David Wessel. Fevereiro de 2010.

Winter, T. - “Slab Track on the Dutch High Speed Line: Decision making criteria”. First International Forum, Non-ballasted track, Bilbao. 17 a 19 de Janeiro de 2007.

Winter, T.; Meijvis, P. A. J.; Paans, W. J. M.; Steenbergen, M. J. M. M.; Esveld, C. “Track Quality Achieved on HSL-South - Reduction of short-wave irregularities cuts life cycle cost”, European Railway Review, Issue 3, Russel Publishing, Kent, 2007.

Xie Yongjiang, Li Huajian, Feng Zhongwei, and Lee Ilwha. - “Concrete Crack of Ballastless Track Structure and its Repair.” IJR International Journal of Railway, Vol. 2, No. 1, pp. 30-36, March 2009.